



**Helder José de
Oliveira Maranhão**

**Consolidação em Solos Moles,
Uma Análise Comparativa**



**Helder José de
Oliveira Maranhão**

**Consolidação em Solos Moles,
Uma Análise Comparativa**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Professor Doutor José Claudino de Pinho Cardoso, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Dedico este trabalho à minha família e amigos.

o júri

presidente

Prof. Dr. Aníbal Guimarães da Costa
professor catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Dr. Carlos Manuel Gonçalves Rodrigues
professor adjunto do Instituto Politécnico da Guarda

Prof. Dr. José Claudino de Pinto Cardoso
professor associado da Universidade de Aveiro

agradecimentos

O autor pretende expressar o seu agradecimento e reconhecimento a todos que contribuíram para a elaboração desta dissertação.

Ao Professor Claudino Cardoso, meu orientador, agradeço a colaboração e confiança depositada, amizade, o estímulo e o gosto pela Geotecnia bem como estímulo pelo presente trabalho.

Ao Professor Agostinho Benta pela sua incansável colaboração, ensinamentos, disponibilidade e amizade que muito contribuiu para a realização deste trabalho.

Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, sob a orientação da Professora Laura Caldeira, minha orientadora de estágio, e aos técnicos do LNEC José António, Jorge Veiga, Fernando Rodrigues, que muito contribuíram com os seus ensinamentos para a realização deste trabalho.

palavras-chave

Consolidação, Pressão intersticial, Compressibilidade, Coeficiente de consolidação, assentamentos.

resumo

Os objectivos do presente trabalho passam por fazer uma análise comparativa entre o ensaio de consolidação sem medição de pressão intersticial e com medição de pressão intersticial, comparando-os à luz da teoria de consolidação de Terzaghi. Essa análise foi feita utilizando uma argila mole da zona da Ota. No presente Trabalho, a parte experimental foi realizada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em que consistiu na aplicação de métodos e metodologias de ensaios correntes para obra e investigação tendo assumido como objectivos principais o planeamento de ensaios, efectuar os ensaios de consolidação com edómetro e célula de Rowe, analisar e tratar de dados através obtidos nos diferentes ensaios. Foram realizados ensaios edométricos e um ensaio de compressibilidade com a célula de Rowe. Nesta dissertação, são demonstrados os ensaios, seus métodos e resultados de uma forma esquemática e comparativa.

keywords

Consolidation, pore pressure, compressibility, Consolidation coefficient, settlement.

abstract

Carrying out a comparative analysis between the standard oedometer consolidation test and consolidation test with measurement allows the objectives of the present work to pass to do a comparative analysis between the standard oedometer consolidation test and consolidation test with measurement of pore pressure using the Rowe cell, comparing them to the Terzaghis consolidation theory.

This analysis was done using a soft clay from Ota.

In the present dissertation, the experimental part was carried out in the National Laboratory of Civil Engineering, in which is consisted of the application of methods and methodologies of current tests for work and investigation having assumed like principal objectives the planning of tests, effectuate the tests of consolidation with oedometer and cell of Rowe and analysis and treatment of data across obtained in the different tests.

The methods and results are displayed in a schematic and comparative form in this dissertation.

ÍNDICE GERAL

PÁG.

1.	COMPRESSIBILIDADE DOS SOLOS	1
1.1	INTRODUÇÃO	1
1.2	COMPRESSIBILIDADE	2
1.3	ASSENTAMENTO POR CONSOLIDAÇÃO	12
1.4	CONSOLIDAÇÃO.....	14
1.5	PROCEDIMENTO DE ENSAIO	24
1.5.1	Remoldagem de provete a 1,25 LL	31
1.5.2	Compressibilidade das amostras intactas	33
1.5.3	Compressibilidade das amostras intactas	35
1.5.4	Grau de sobreconsolidação.....	37
1.5.5	Coeficiente de Consolidação Vertical c_v	39
2.	CONSOLIDAÇÃO COM MEDIÇÃO DA PRESSÃO INTERSTICIAL	44
2.1	INTRODUÇÃO	44
2.2	FUNDAMENTO DO ENSAIO	50
2.3	MÉTODO EXPERIMENTAL.....	52
2.4	COMPARAÇÃO COM O EDÓMETRO CLÁSSICO.....	57
2.5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	58
3.	CONCLUSÕES	61
3.1	PROBLEMÁTICAS E INFLUÊNCIAS NOS ENSAIOS LABORATORIAIS	61
3.2	GRAU DE CONSOLIDAÇÃO.....	61
3.3	COMPARAÇÃO DO c_v ENTRE O MÉTODO DE TAYLOR E CASAGRANDE.....	62
3.4	VARIAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS EM FUNÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL	63
3.5	COMPRESSIBILIDADE DA AMOSTRA REMOLDADA.....	64
3.6	COMPARAÇÃO DO ENSAIO COM MEDIÇÃO DE PRESSÃO INTERSTICIAL COM OS MÉTODOS CONVENCIONAIS	64

3.6.1 COMPARAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS ENTRE O ENSAIO CLÁSSICO E O ENSAIO COM MEDIÇÃO DE PRESSÃO INTERSTICIAL.....	64
3.6.2 ANÁLISE DO GRAU DE CONSOLIDAÇÃO U EM FUNÇÃO DOS ASSENTAMENTOS δ	65
BIBLIOGRAFIA	69

ÍNDICE DE FIGURAS

PÁG.

Figura 1.1	– Estrato argiloso confinado por duas camadas permeáveis.....	1
Figura 1.2	– Curva de compressibilidade edométrica em escala semi-logarítmica do tempo.....	3
Figura 1.3	– Curva de compressibilidade edométrica, linha de compressão virgem BC	5
Figura 1.4	– Curva de compressibilidade edométrica, linha de recompressão DE.....	5
Figura 1.5	– Curva de compressibilidade na escala natural	6
Figura 1.6	– Tensão de cedência.....	7
Figura 1.7	– Critério para avaliação da remoldagem do provete, usando a curva de compressibilidade: a) amostra intacta; b) amostra remoldada.....	7
Figura 1.8	– Construção de Casagrande para a determinação de σ'_y (1936)	8
Figura 1.9	– Construção de Pacheco Silva para a determinação de σ'_y (1970)	9
Figura 1.10	– Determinação da curva de consolidação “ <i>in situ</i> ” para solos Normalmente Consolidados (Matos Fernandes, M.;1994) Construção de Schmertmann.....	10
Figura 1.11	– Determinação da curva de consolidação “ <i>in situ</i> ” para solos sobreconsolidados (Matos Fernandes; M.1994) Construção de Schmertmann.....	11
Figura 1.12	– Variação do índices de vazios na compressão e na recompressão	13
Figura 1.13	– Curva dos assentamentos em função do tempo	15
Figura 1.14	– Curva dos assentamentos em função do logaritmo do tempo	17
Figura 1.15	– Curva dos assentamentos em função da raiz quadrada do tempo	20

Figura 1.16 – Gráfico experimental dos assentamentos em função da raiz quadrada do tempo	21
Figura 1.17 – Traçado do gráfico manualmente dos assentamentos em função da raiz quadrada do tempo (Boletim do Laboratório Nacional de Engenharia Civil).....	22
Figura 1.18 – Sistema edométrico tipo Zurich, LNEC 2007	24
Figura 1.19 – Esquema do sistema edométrico tipo Zurich.....	25
Figura 1.20 – Esquema do sistema de carregamento edométrico.....	25
Figura 1.21 – Sistema de carregamento edométrico Zurich, LNEC 2007	26
Figura 1.22 – Esquema do sistema edométrico Wykeham Farrance	27
Figura 1.23 – Anel edométrico Wykeham Farrance, LNEC 2007	27
Figura 1.24 – Sistema edométrico Wykeham Farrance, LNEC 2007	28
Figura 1.25 – Curva granulométrica.....	30
Figura 1.26 – Carta plasticidade Casagrande	30
Figura 1.27 – Curvas de compressão edométrica de amostras indeformadas	33
Figura 1.28 – Gráfico dos assentamentos por consolidação em função do índice de vazios inicial.....	35
Figura 1.29 – Curva de $I_v - \log \sigma'_v$ da amostra remoldada a 1,25 LL	36
Figura 1.30 – Gráfico de sobreconsolidação em função do índice de vazios inicial.....	39
Figura 1.31 – Curva edométrica para $e_0 = 0,548$	40
Figura 1.32 – Curva edométrica para $e_0 = 0,714$	40

Figura 1.33 – Gráfico do coeficiente de consolidação em função do logaritmo do tempo - Método de Taylor	41
Figura 1.34 – Gráfico do coeficiente de consolidação em função do logaritmo do tempo - Método de Casagrande.....	41
Figura 2.1 – Gráfico dos assentamentos em função do grau de consolidação	48
Figura 2.2 – Gráfico dos assentamentos em função do grau de consolidação e do tempo	49
Figura 2.3 – Variação do excesso pressão intersticial em função da altura e do carregamento drenado nos dois lados	51
Figura 2.4 – Variação do excesso pressão intersticial em função da altura e do carregamento drenado num só lado.....	51
Figura 2.5 – Anel de carga.....	52
Figura 2.6 – Esquema da célula de Rowe.....	53
Figura 2.7 – Célula de Rowe da ELE®.....	53
Figura 2.8 – Esquema de carregamento e leitura da célula de Rowe da ELE®	55
Figura 2.9 – Controlador GDS® (esquerda) Célula de Rowe da ELE® (centro) caixa de leitura da Wykeham Farrance® (direita), LNEC 2007	56
Figura 2.10 – Pormenor célula de Rowe da ELE® com a caixa de leitura do transdutor de pressão intersticial da Wykeham Farrance® LNEC 2007.....	56
Figura 2.11 – Gráfico dos assentamentos do edómetro clássico em função dos assentamentos da célula de Rowe.....	57
Figura 2.12 – Gráfico da variação da pressão intersticial em função da raiz quadrada do tempo	58
Figura 2.13 – Gráfico dos assentamentos medidos na célula de Rowe (ordenadas) e assentamentos medidos no edómetro (abscissa)	59

Figura 2.14	– Gráfico dos coeficientes de consolidação através da medição dos t_{100} na célula de Rowe (ordenadas) e assentamentos medidos no edómetro (abcissa)	59
Figura 3.1	– Pressão intersticial em função \sqrt{t}	65
Figura 3.2	– Variação dos assentamentos e da razão da variação da pressão intersticial com a variação da tensão aplicada em função do tempo	66
Figura 3.3	– Assentamentos em função do tempo para o sistema com medição de pressão intersticial	67
Figura 3.4	– Razão entre pressão intersticial e a variação de tensão em função do tempo	68

ÍNDICE DE TABELAS

PÁG.

Tabela 1.1 – Cálculo do t_{90} através das diferenças finitas	23
Tabela 1.2 – Plano de carga do edômetro tipo Zurich.....	29
Tabela 1.3 – Plano de carga do edômetro tipo Wykeham Farrance.....	29
Tabela 1.4 – Quadro dos limites	30
Tabela 5 – Tabela das características do provete remoldado	31
Tabela 1.6 – Tabela das características do provete remoldado	32
Tabela 1.7 – Quadro dos parâmetros de compressibilidade	34
Tabela 1.8 – Tabela dos assentamentos por consolidação do solo	34
Tabela 1.9 – Parâmetros de compressibilidade do provete remoldado	37
Tabela 1.10 – Tabela σ'_y dos dois métodos para diferentes e_0	38
Tabela 1.11 – Valores dos coeficientes de consolidação para o método de Taylor e Casagrande.....	42
Tabela 2.1 – Tabelas de tempos de leitura no edômetro clássico e na célula de Rowe.....	55

SIMBOLOGIA

a_v	–	coeficiente de compressibilidade
d	–	distância de drenagem dos solos
e	–	índice de vazios
e_0	–	índice de vazios inicial
e_{100}^*	–	índice de vazios para a tensão de 100 kPa
e_{1000}^*	–	índice de vazios para a tensão de 1000 kPa
h	–	espessura de uma camada de solo
h_0	–	altura inicial da camada
h_i	–	altura inicial
i_z	–	gradiente hidráulico
k	–	coeficiente de permeabilidade
l_v	–	índice de vazios normalizados
m_v	–	coeficiente de compressibilidade volumétrica
n	–	porosidade do solo
s	–	assentamento no final da consolidação primária
s_0	–	assentamento inicial
s_c	–	assentamento por consolidação
s_t	–	assentamento ao longo do tempo

t_0	–	instante inicial
t_{90}	–	tempo 90% consolidação primária
t_{100}	–	tempo que o solo demora a consolidar na totalidade (primário)
u_b	–	pressão intersticial dissipante
u_e	–	excesso de pressão intersticial
u_i	–	excesso pressão intersticial
v_z	–	velocidade de percolação
C_c	–	índice de compressibilidade
C_r, C_s	–	índice de recompressibilidade
E	–	módulo de deformação
ELE®	–	marca
IP	–	índice de plasticidade
LCN	–	linha de compressão normal
LL	–	limite de liquidez
LL*	–	limite de liquidez do provete remoldado
LNEC	–	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LP	–	limite de plasticidade
M	–	módulo de deformabilidade edométrica do solo
P_p	–	peso do provete
P_s	–	peso seco do solo

R_p	– grau de sobreconsolidação
S_r	– grau de saturação
T_v	– factor tempo
U	– grau de consolidação
V	– volume corrente do provete
V_{v0}	– volume de vazios inicial
V_0	– volume inicial do provete
V_s	– volume das partículas sólidas
V_v	– volume de vazios corrente do provete
Z	– factor altura
Δh	– variação da altura da camada
ε_v	– deformação volumétrica
ε_z	– deformação segundo Z
γ	– peso volúmico
δ_i	– assentamento num dado instante i
σ'	– tensão efectiva
σ'_y	– tensão de cendência
σ'_{v0}	– tensão efectiva vertical de repouso

1. COMPRESSIBILIDADE DOS SOLOS

1.1 INTRODUÇÃO

Uma das verificações de cálculo das obras geotécnicas envolve a quantificação da evolução no tempo das deformações dos solos devidas a um determinado carregamento.

A compressibilidade refere-se às deformações volumétricas sofridas pelo solo quando carregado e caracteriza-se, fundamentalmente, pela existência de uma redução de volume associada ao aumento do nível de tensão efectiva, com reduzida parcela reversível.

Karl Terzaghi (1936) formulou a Teoria da Consolidação Unidimensional, aplicada a uma camada de um solo, com uma espessura $2h$, compreendida entre duas camadas drenantes.

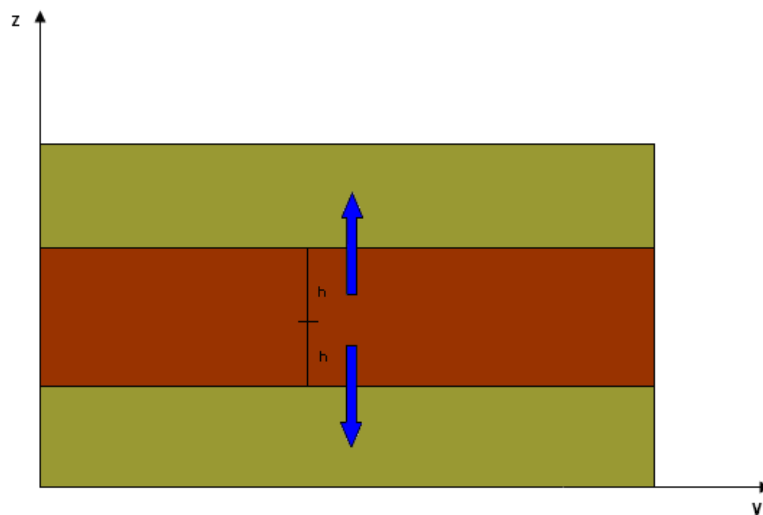


Figura 1.1 – Estrato argiloso confinado por duas camadas permeáveis

No instante inicial, t_0 , o carregamento é suportado única exclusivamente pela fase líquida do sistema bifásico do solo supostamente saturado, gerando-se um excesso de pressão intersticial. Este excesso dissipa-se-á ao longo do tempo, transmitindo a carga para o esqueleto sólido. Este fenómeno designa-se por consolidação.

A Teoria da consolidação de Terzaghi postula nas seguintes hipóteses:

- O solo é homogéneo e está saturado;
- A compressibilidade da água e das partículas sólidas do solo é desprezável;
- As deformações e o fluxo são unidireccionais;
- É válida a lei de Darcy ($v_z = ki_z$) sendo z a direcção, v_z a velocidade de percolação da água na vertical, k o coeficiente de permeabilidade e i_z o gradiente hidráulico vertical;
- A variação índice de vazios é dependente apenas da tensão efectiva.

Os ensaios laboratoriais para medir compressibilidade de um solo são conduzidos num edómetro ou noutro sistema de compressão com medição dos assentamentos. O edómetro consiste essencialmente num cilindro rígido, que contém uma amostra do solo saturado confinada entre duas placas porosas. As placas porosas, feitas geralmente de pedra cerâmica, permitem a drenagem da água para o exterior da amostra, sem arrastamento das partículas finas do solo.

1.2 COMPRESSIBILIDADE

Devido à grande rigidez do anel, a deformação lateral é desprezável pelo que:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_z \quad (1.1)$$

Por definição, a deformação volumétrica é igual a:

$$\varepsilon_v = \frac{V_0 - V}{V_0} = \frac{\frac{V_s + V_{v0}}{V_s} - \frac{V_s + V_v}{V_s}}{\frac{V_s + V_{v0}}{V_s}} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \quad (1.2)$$

onde V_0 é o volume inicial do provete, V o volume corrente, V_s volume das partículas sólidas, e_0 é o índice de vazios inicial do provete e e o índice de vazios num determinado instante.

Se for aplicada uma série de cargas a uma amostra, os estados de equilíbrio resultantes aparecerão em conformidade com o gráfico de índice de vazios e em função do logaritmo da tensão efectiva σ' , comumente chamada curva de compressibilidade edométrica.

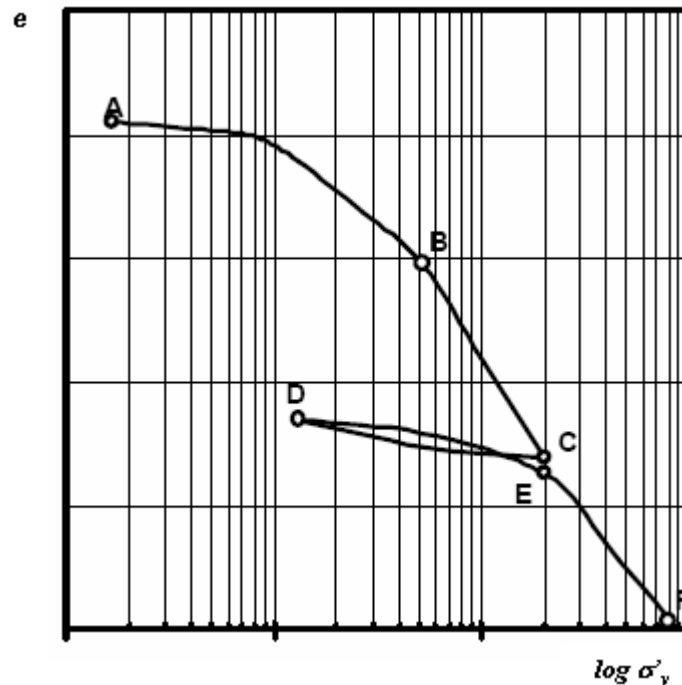


Figura 1.2 – Curva de compressibilidade edométrica em escala semi-logarítmica do tempo

O gráfico da Figura 1.2 mostra os resultados de uma sequência de carga, descarga e recarga, exibindo dois ciclos histeréticos, onde o provete aumenta de volume aquando da descarga e diminuição deste na recarga, CDE.

A história das tensões a que um solo esteve sujeito pode ser estudada, a partir da curva de compressão edométrica, para efeito de cálculo dos assentamentos.

O índice de vazios, e , é obtido a partir da variação da espessura, sendo:

$$e = e_0 - \frac{1 + e_0}{h_0} \Delta h \quad (1.3)$$

em que e é o índice de vazios corrente, e_0 é o índice de vazios inicial, h_0 a altura inicial da camada e Δh a variação da altura da camada.

A parte inicial do diagrama de carga, com declive mais reduzido, corresponde à gama de tensões efectivas já experimentadas pelo solo *"in situ"*.

O troço rectilíneo do diagrama, correspondente à gama de tensões ainda não experimentadas pelo solo, é em geral designado por ramo virgem.

Por sua vez, a maior tensão efectiva vertical já experimentada pelo solo é chamada de tensão de cedência σ'_y . Em muitos casos, em especial em maciços mais antigos, após este carregamento pode ter-se seguido uma descarga ocasionada pela remoção, pela natureza, de parte ou da totalidade das camadas sedimentares sobrejacentes, eventualmente sucedida por novos ciclos de carga e descarga. Quer isto dizer que em determinados maciços, a tensão efectiva vertical de repouso, σ'_{v0} pode ser inferior à máxima tensão efectiva já instalada no solo.

Verifica-se que quando o solo é submetido a cargas superiores às que já anteriormente suportou, na representação gráfica do índice de vazios em função do logaritmo da tensão efectiva, os pontos representativos tendem a alinharem-se segundo um recta, formando a designada linha de compressão virgem ou linha de compressão normal (LCN). A partir da curva de compressibilidade edométrica, retiram-se alguns parâmetros como o índice de compressibilidade, C_c , o índice de recompressibilidade C_r , o coeficiente de compressibilidade, a_v , o coeficiente de compressibilidade volumétrica, m_v e a tensão de cedência, σ'_y .

O índice de compressibilidade é definido como o módulo simétrico declive da linha de compressão virgem, Figura 1.3, e é calculado como:

$$C_c = \left| -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \right| = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1} \quad (1.4)$$

Quando o declive é determinado no ramo de recompressão obtém-se o índice de recompressibilidade, Figura 1.4.

$$C_r = \left| -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \right| = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1} \quad (1.5)$$

Por seu lado o coeficiente de compressibilidade, a_v , Figura 5, vem:

$$a_v = \left| -\frac{e_1 - e_2}{\sigma'_2 - \sigma'_1} \right| \quad (1.6)$$

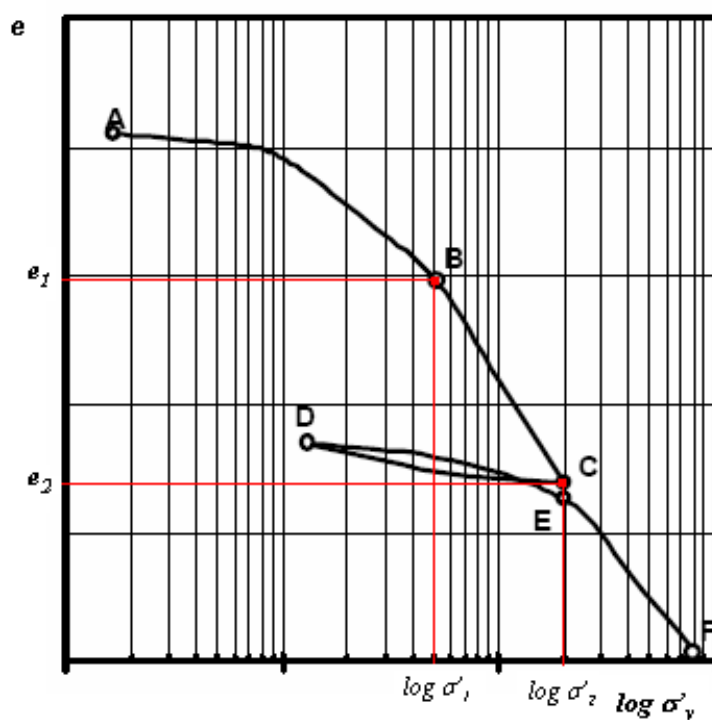


Figura 1.3 – Curva de compressibilidade edométrica, linha de compressão virgem BC

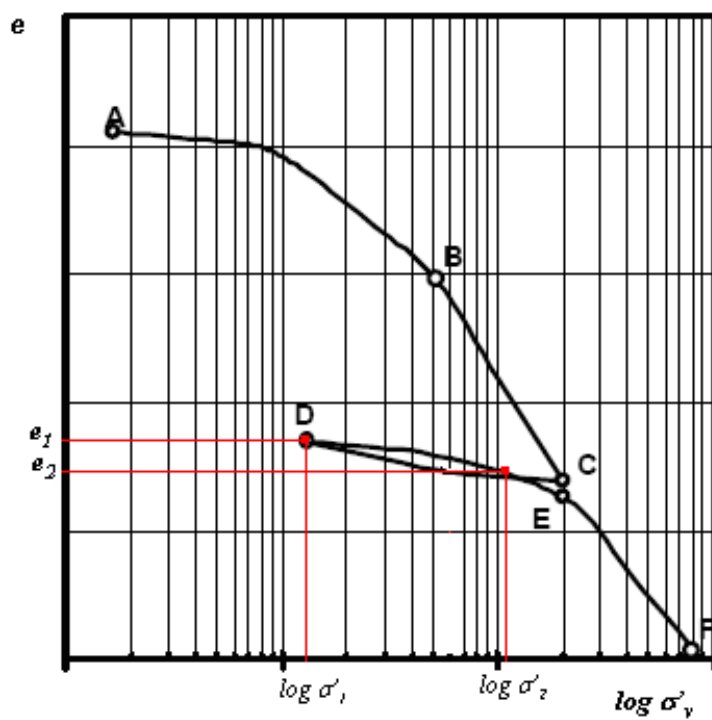


Figura 1.4 – Curva de compressibilidade edométrica, linha de recompressão DE

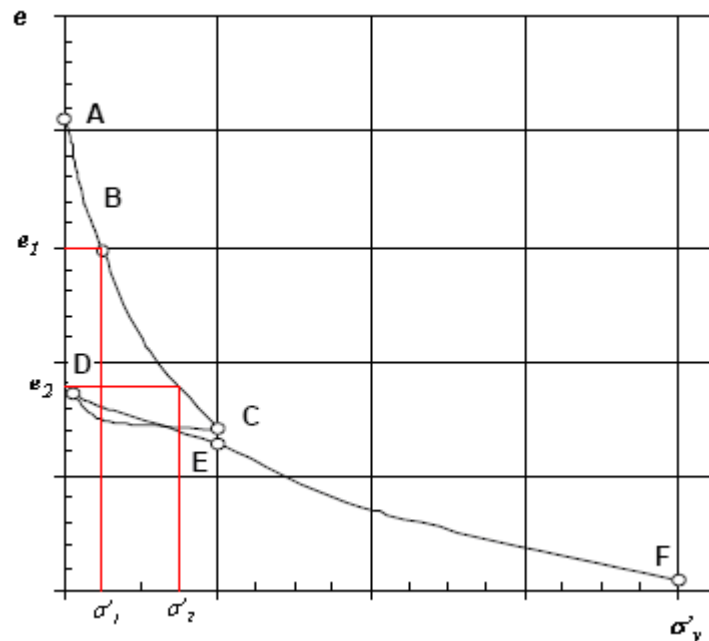


Figura 1.5 – Curva de compressibilidade na escala natural

onde e_1 e e_2 são os índices de vazios correspondentes às tensões σ'_1 e σ'_2 respectivamente.

O coeficiente de compressibilidade volumétrica, m_v , como:

$$m_v = \frac{n_1 - n_2}{\sigma'_1 - \sigma'_2} = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_0} \frac{1}{\sigma'_1 - \sigma'_2} = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad (1.7)$$

onde n_1 e n_2 representam a porosidade do provete, sob a tensão σ'_1 e σ'_2 , respectivamente.

O inverso de m_v tem o significado físico de um módulo de deformabilidade com as deformações horizontais impedidas, designado de módulo de deformabilidade edométrica do solo, M :

$$m_v = \frac{1}{M} \quad (1.8)$$

Quando um solo é descomprimido e volta a ser carregado, inicialmente apresenta uma deformabilidade inferior à deformabilidade correspondente a um carregamento superior

ao que já esteve submetido. Quando este atinge uma carga igual à maior anteriormente aplicada, a sua deformabilidade aumenta. A tensão correspondente a esta alteração do comportamento tensão-deformação designa-se por tensão de cedência, σ'_y , Figura 1.6.

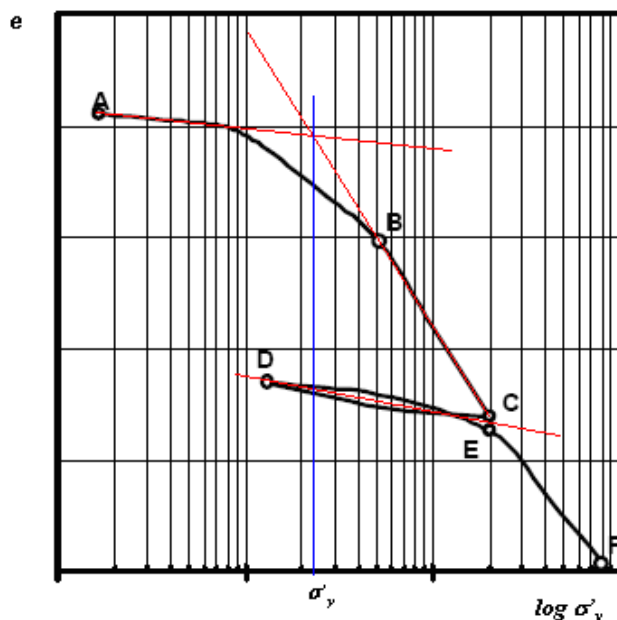


Figura 1.6 – Tensão de cedência

O declive médio do ciclo de descarga-recarga, linha CD, pode ser usado como critério de avaliação da remoldagem. Se este declive for muito diferente em relação ao declive da curva de compressibilidade entre σ'_{v0} e σ'_y , então o provete apresenta remoldagem, Figura 1.7.

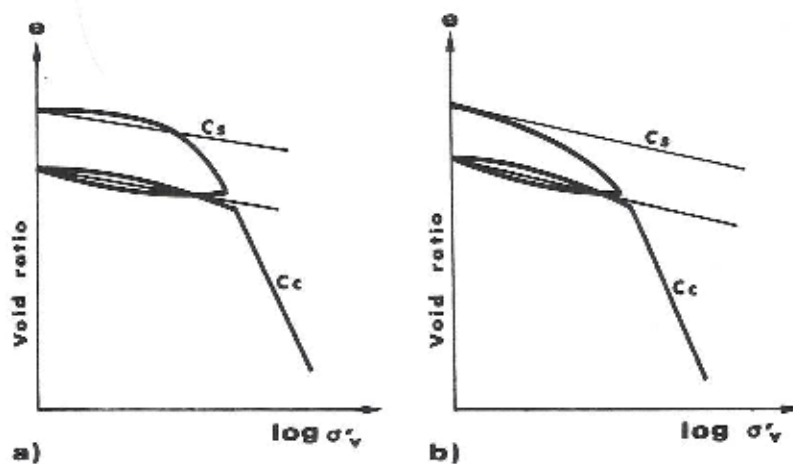


Figura 1.7 – Critério para avaliação da remoldagem do provete, usando a curva de compressibilidade: a) amostra intacta; b) amostra remoldada

Para a determinação da tensão de cedência utilizou-se dois métodos de determinação:

- O método de Casagrande (1936) e o método de Pacheco Silva (1970);
- O método empírico de Casagrande para a determinação da tensão de cedência preconiza a seguinte construção:
 1. Localizar o ponto da curva $e - \log \sigma'$ de mínimo raio de curvatura (A);
 2. Por este ponto traçar uma recta horizontal (AB) e uma recta tangente (AC) à curva;
 3. Traçar a bissectriz do ângulo formado por AB e AC, sendo esta a recta AD;
 4. Prolongar a parte recta da curva de consolidação, EF, abcissa do ponto de intersecção das rectas AD e EF dá o valor da tensão de cedência σ'_y ,

Figura 1.8.

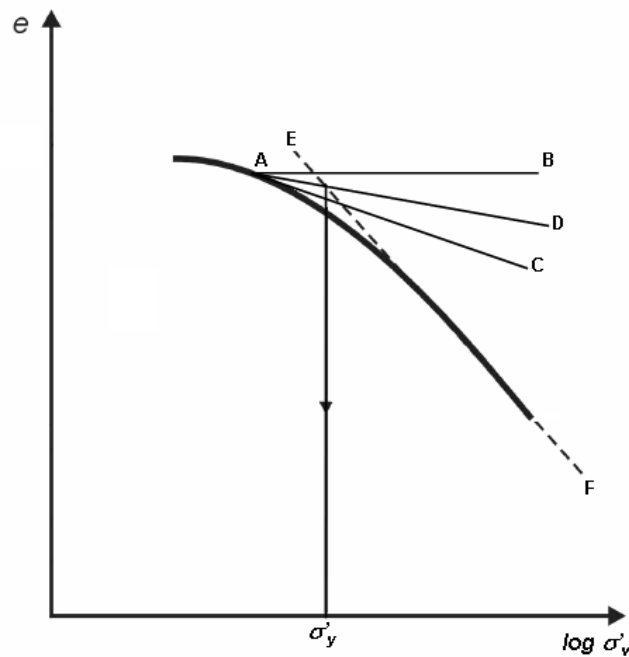


Figura 1.8 – Construção de Casagrande para a determinação de σ'_y (1936)

Como foi referido, este método é um método empírico como tal, não é isento de decisões subjectivas, fornecendo apenas uma avaliação aproximada da tensão de cedência.

O método proposto por Pacheco Silva em 1970 para determinar a tensão de cedência é similar método de Casagrande, com a diferença deste possuir um maior grau de precisão.

O método de Pacheco Silva preconiza a seguinte construção para a determinação de σ'_y :

1. Desenha-se uma linha horizontal AB que passa pelo índice de vazios inicial e_0 da amostra;
 2. Estende-se a linha recta paralela à curva virgem (CD) até que intercepte a linha AB;
 3. No ponto de intersecção das linhas CD e AB, desenha-se uma linha vertical para baixo até que esta intercepte a curva $e - \log \sigma'_v$ obtendo o ponto E;
 4. A partir do ponto E traça-se uma linha horizontal interceptar a linha CD, obtendo-se o ponto F, sendo a abcissa do ponto F a tensão de cedência σ'_y ,
- Figura 1.9.

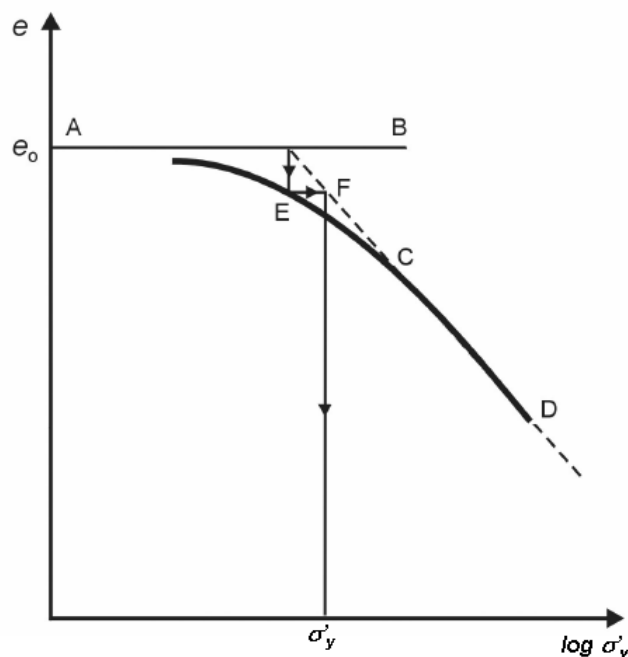


Figura 1.9 – Construção de Pacheco Silva para a determinação de σ'_y (1970)

A relação $e - \log \sigma'_v$ obtida em laboratório para uma amostra não é a mesma que existe nesse elemento de solo “*in situ*” para o mesmo estado de tensão.

As diferenças entre os resultados laboratoriais e “*in situ*” são devidas, principalmente, às perturbações da estrutura do solo durante a extracção, transporte do solo e/ou conservação.

Schmertmann, propôs as seguintes construções para a reconstituição da curva de compressibilidade “*in situ*”:

- Método de reconstituição da curva edométrica para solos Normalmente Consolidados;
- Método de reconstituição da curva edométrica para solos Sobreconsolidados.

Para fazer a reconstituição da curva de compressibilidade edométrica “*in situ*” para solos Normalmente Consolidados tem de se ter em conta dois parâmetros:

- a) A curva virgem de uma argila “*in situ*” confunde-se com a parte linear da curva de compressibilidade;
- b) O declive médio das curvas de descarga da argila “*in situ*” é igual ao declive médio C_s das curvas de descarga obtidas nos ensaios edométricos (hipótese de Rutledge).

A reconstituição da curva edométrica “*in situ*” para solos Normalmente Consolidados é feita da seguinte maneira:

1. Marca-se o ponto B de coordenadas $(e_0 - \log \sigma'_y)$;
2. Determina-se ponto C da curva laboratorial para um índice de vazios igual a $0,42 e_0$;
3. Une-se os pontos B e C obtendo assim a curva de compressão virgem ou linha de compressão normal “*in situ*”.

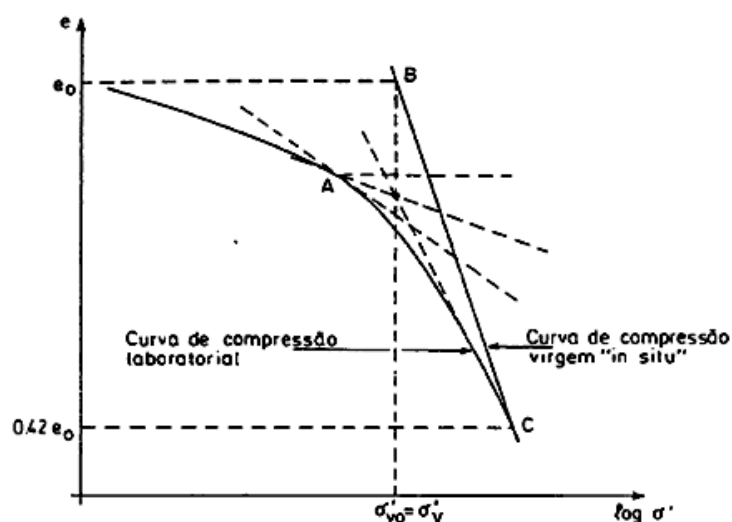


Figura 1.10 – Determinação da curva de consolidação “*in situ*” para solos Normalmente Consolidados (Matos Fernandes, M.;1994) Construção de Schmertmann

Por outro lado a reconstituição da curva edométrica “*in situ*” para solos Sobreconsolidados é feita da seguinte forma:

1. Marca-se o ponto D de coordenadas $(e_0 - \log \sigma'_{v0})$;
2. Determina-se σ'_y a partir da construção de Casagrande ou Pacheco Silva;
3. Traça-se, a partir do ponto D, uma paralela à recta definida pelos troços de descompressão e de recompressão, até interceptar o valor de σ'_y ;
4. A recta DE é a curva de recompressão “*in situ*” com inclinação C_s ;
5. Determina-se o ponto C da curva laboratorial para um índice de vazios igual a $0,42 e_0$;
6. Unem-se os pontos B e C obtendo assim a curva de compressão virgem ou linha de compressão norma “*in situ*”.

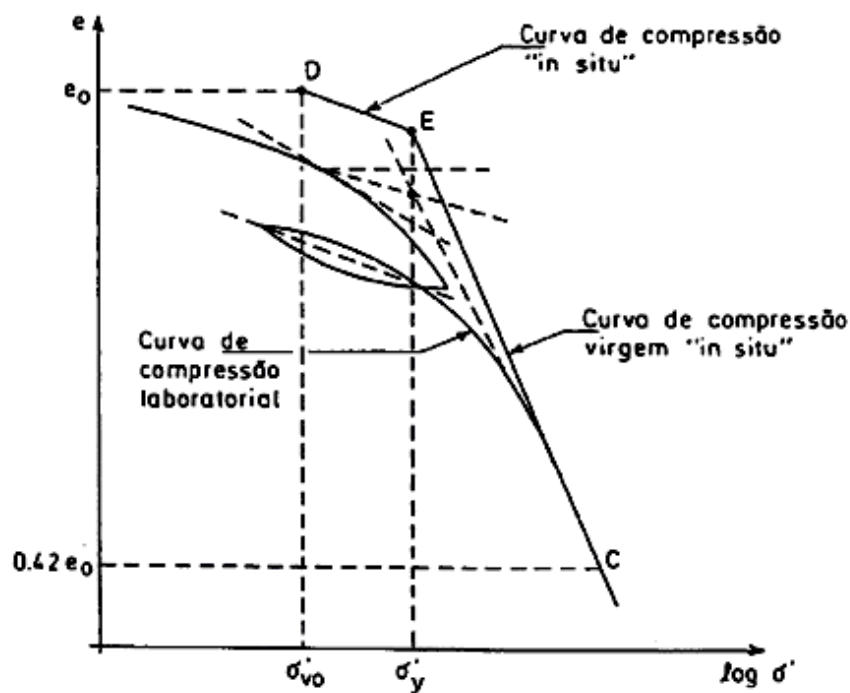


Figura 1.11 – Determinação da curva de consolidação “*in situ*” para solos sobreconsolidados (Matos Fernandes; M.1994) Construção de Schmertmann

Obtendo o σ'_y pelos métodos anteriores descritos podemos estabelecer uma relação entre σ'_y e σ'_{v0} por forma de definir o grau de sobreconsolidação R_p .

O grau de sobreconsolidação R_p serve para medir qual o estado actual de sobreconsolidação do solo e é definido por:

$$R_p = \frac{\sigma'_y}{\sigma'_{v0}} \quad (1.9)$$

Sendo σ'_y a tensão de cedência e σ'_{v0} a tensão vertical em repouso “*in situ*”.

Nos solos normalmente consolidados o valor de $R_p = 1$, ou seja o estado de tensão “*in situ*” é igual à maior das tensões experimentadas pelo solo.

Nos solos sobreconsolidados o valor $R_p > 1$, significa que o solo já experimentou tensões superiores às tensões aplicadas na actualidade.

Nos solos subconsolidados o valor $R_p < 1$, quer isto dizer que o solo nunca experimentou tensões superiores ao seu estado de tensão actual.

1.3 ASSENTAMENTO POR CONSOLIDAÇÃO

No ponto de vista da Engenharia Civil a importância do estudo dos parâmetros de compressibilidade é, essencialmente, consignada ao cálculo dos assentamentos por consolidação de um estrato.

Considerando o caso de um maciço argiloso, que irá ser carregado por um dado incremento de tensão efectiva vertical, ao qual é adicionado à tensão efectiva de repouso a tensão de cedência.

A variação do índice de vazios associada a recompressão será:

$$\Delta e_1 = - C_r \log \frac{\sigma'_y}{\sigma'_{v0}} \quad (1.10)$$

enquanto que a variação do índice de vazios associada à LCN (Linha de Compressão Normal) será:

$$\Delta e_2 = -C_c \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v}{\sigma'_y} \quad (1.11)$$

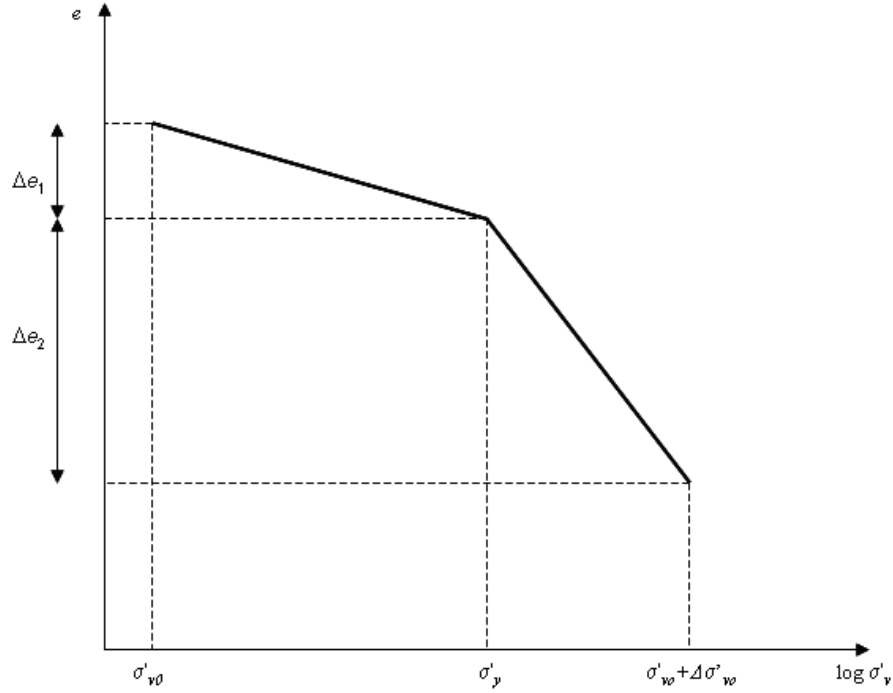


Figura 1.12 – Variação do índices de vazios na compressão e na recompressão

Tendo em conta a Equação 1.3, as variações de espessura da camada associada à variação do índice de vazios, vem:

$$\Delta h_1 = -\frac{h_0}{1 + e_0} C_r \log \frac{\sigma'_y}{\sigma'_{v0}} \quad (1.12)$$

e

$$\Delta h_2 = -\frac{h_0}{1 + e_0} C_c \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_{v0}}{\sigma'_y} \quad (1.13)$$

Ao assentamento por consolidação s_c virá adicionando Δh_1 e Δh_2 .

$$s_c = \Delta h_1 + \Delta h_2 = -\frac{h_0}{1 + e_0} \left(C_r \log \frac{\sigma'_y}{\sigma'_{v0}} + C_c \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_{v0}}{\sigma'_y} \right) \quad (1.14)$$

No caso de um solo normalmente consolidado, $\sigma'_{v0} = \sigma'_y$, então:

$$s_c = \Delta h_1 + \Delta h_2 = -\frac{h_0}{1 + e_0} C_c \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_{v0}}{\sigma'_y} \quad (1.15)$$

Por sua vez, caso se trate de um carregamento de um solo sobreconsolidado em que durante a carga, a tensão efectiva de cedência não seja ultrapassada, isto é, $\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v \leq \sigma'_y$ a Equação 1.14 virá:

$$s_c = \Delta h_1 + \Delta h_2 = -\frac{h_0}{1 + e_0} C_r \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_{v0}}{\sigma'_y} \quad (1.16)$$

O assentamento por consolidação pode ser calculado a partir dos parâmetros a_v e m_v .

Com efeito, combinando as Equações 1.3 e 1.6 e tendo em conta que s_c é igual ao módulo de Δh então:

$$s_c = \frac{a_v}{1 + e_0} h_0 \Delta \sigma'_v \quad (1.17)$$

e atendendo à Equação 1.7:

$$s_c = m_v h_0 \Delta \sigma'_v \quad (1.18)$$

1.4 CONSOLIDAÇÃO

Aquando da realização de um ensaio de consolidação num solo, para um determinado carregamento avalia-se a evolução dos assentamentos do provete ao longo do tempo, Figura 1.13. Em geral, podem-se distinguir dois troços diferenciados do comportamento do solo, separados no ponto E – o primeiro, com um forte declive, correspondente à saída de água da amostra, designado por consolidação primária, e o segundo, com uma evolução muito lenta no tempo, devido à fenómenos de fluência, designado por consolidação secundária. A teoria da consolidação trata apenas da consolidação primária.

A partir da curva da Figura 1.13, pode-se obter o tempo que um solo demora atingir a consolidação primária.

Sabendo que pela Teoria clássica de consolidação de Terzaghi a variação do excesso de pressão intersticial u_e ao longo do tempo é dado por:

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = \frac{k}{m_v \gamma_e} \cdot \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad (1.19)$$

sendo,

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad (1.20)$$

então,

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_e} \quad (1.21)$$

Onde k é o coeficiente de permeabilidade, m_v o índice de compressão volumétrica, t o tempo e z a cota e c_v o coeficiente de consolidação primária.

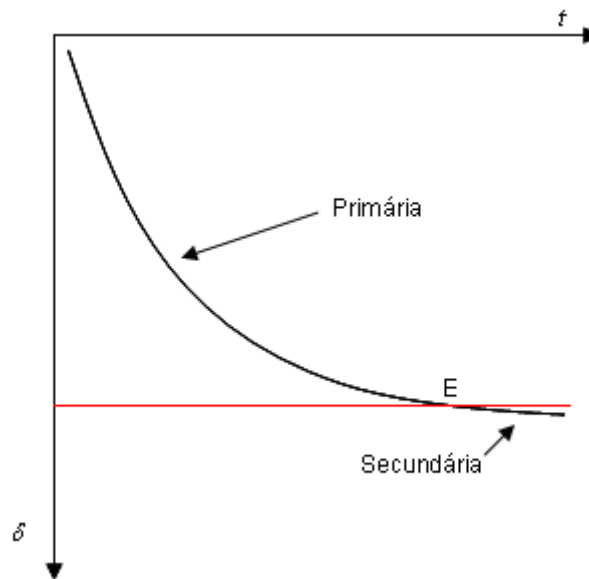


Figura 1.13 – Curva dos assentamentos em função do tempo

A Equação 1.19 é a equação de consolidação de Terzaghi que integrada fornece a evolução no espaço e no tempo da dissipação do excesso de pressão intersticial u_e .

Para a integração faz-se uma mudança de variáveis, t e z de forma a passar para variáveis adimensionais, T e Z sendo:

$$Z = \frac{z}{h} \quad (1.22)$$

$$T_v = \frac{c_v}{h^2} \cdot t \quad (1.23)$$

Sendo Z o factor altura, T_v o factor tempo e h a altura da camada de argila.

Resolvendo a Equação 1.23 em ordem ao coeficiente de consolidação, verifica-se que c_v , depende do tempo de consolidação, t , e do trajecto de drenagem, h e do factor tempo T_v como demonstra a Equação 1.24.

$$c_v = \frac{h^2}{t} T_v \quad (1.24)$$

Substituindo as variáveis adimensionais na Equação 1.20 fica:

$$\frac{\partial u_e}{\partial T} = c_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial Z^2} \quad (1.25)$$

A Equação 1.25 pode ser integrada tendo em conta as condições fronteira.

Para uma argila drenada em ambas as condições fronteira são as seguintes:

$$\begin{aligned} \text{Para } t = 0 \quad u_e(t) = u_e(0) = \Delta\sigma_v & \quad \text{para } 0 \leq Z \leq 2 \\ \text{Para } t \neq 0 \quad u_e(t) = 0 & \quad \text{para } Z = 0 \text{ e } Z = 2 \end{aligned}$$

A solução da equação é dada pela série de Fourier sendo:

$$u_e = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2u_e(0)}{M} \cdot (\text{sen}(MZ))e^{-M^2T} \quad (1.26)$$

em que:

$$M = \frac{\pi}{2} \cdot (2m + 1) \text{ com } m \in N \quad (1.27)$$

A Equação 1.26 fornece a variação do excesso de pressão intersticial ao longo do tempo.

A razão entre a variação do excesso de pressão intersticial e o excesso de pressão intersticial é denominado por grau de consolidação,

$$U = \frac{u_e(0) - u_e(t)}{u_e(0)} \quad (1.28)$$

Em que $u_e(0)$ é o excesso de pressão intersticial inicial no instante $t = 0$ e $u_e(t)$ é o excesso de pressão intersticial num determinado instante t .

Para determinar o coeficiente de consolidação utilizaram-se dois métodos - o de Casagrande e o de Taylor.

O método de Casagrande é aplicado a partir da curva de consolidação representada em coordenadas semi-logarítmica – abcissas com o logaritmo do tempo e ordenadas com o correspondente assentamento, Figura 1.14. O assentamento inicial, δ_0 , é determinado seleccionando dois pontos A e B da Figura 1.15, correspondentes aos tempos de consolidação de $t = 1$ e $t = 4$ minutos.

Admite-se que durante a consolidação o coeficiente de consolidação se mantém constante, bem como o trajecto de drenagem, pelo que:

$$\frac{t_B}{t_A} = \frac{T_v^B}{T_v^A} = \frac{U_B^2}{U_A^2} = \frac{(\delta_B - \delta_0)^2}{(\delta_A - \delta_0)^2} \quad (1.29)$$

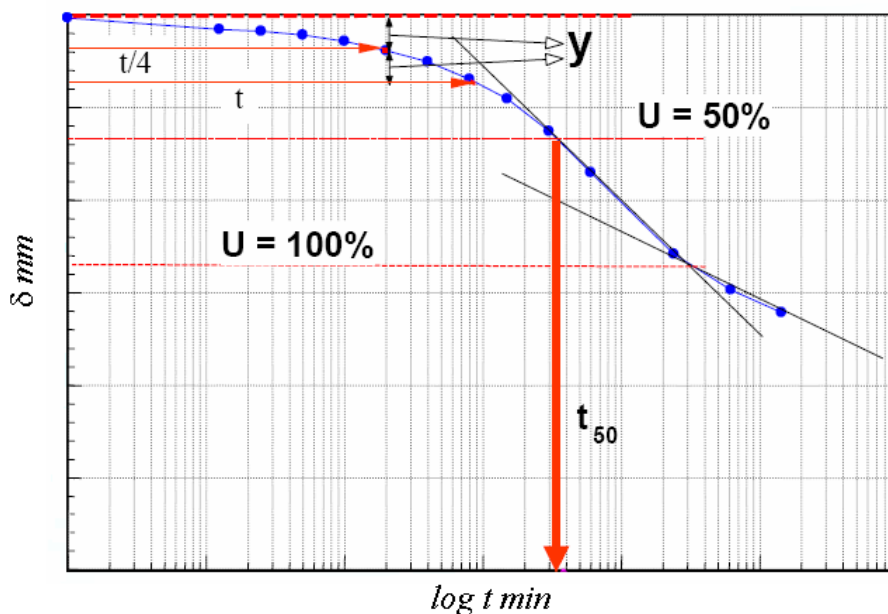


Figura 1.14 – Curva dos assentamentos em função do logaritmo do tempo

onde δ_A é o assentamento no ponto A, t_A é o tempo que o provete demorou a assentar até atingir o ponto A e δ_B é o assentamento no ponto B e t_B é o tempo que provete de demorou a assentar até atingir o ponto B.

Resolvendo a Equação 1.29 em ordem a δ_0 :

$$\delta_0 = \frac{\delta_A \sqrt{t_B} - \delta_B \sqrt{t_A}}{\sqrt{t_B} - \sqrt{t_A}} \quad (1.30)$$

Normalmente, como prática comum é usual considerar $t_A = 1 \text{ min}$ e $t_B = 4t_A$ então a Equação 1.30 fica:

$$\delta_0 = 2\delta_A - \delta_B \quad (1.31)$$

ou,

$$\delta_0 - \delta_A = \delta_A - \delta_B \quad (1.32)$$

Como mostra a Figura 1.14, existe um ponto de inflexão de concavidade voltada para cima que indica o final da consolidação primária e o assentamento total no final desta. Esse ponto tem coordenadas (t_{100}, δ_{100}) .

O ponto de inflexão é determinado da seguinte forma:

- Traçam-se duas rectas tangentes às curvas de inflexão;
- Determina-se o ponto de intercessão das duas rectas de coordenadas (t_{100}, δ_{100}) .

Uma vez que se conhece o assentamento total no final da consolidação δ_{100} , pode-se então determinar o assentamento para 50% da consolidação δ_{50} , sendo este a média do assentamento total do solo, e é dado por:

$$\delta_{50} = \frac{\delta_0 + \delta_{100}}{2} \quad (1.33)$$

Tendo este valor obtém-se consequentemente o valor do tempo que o solo demora a atingir 50% da consolidação, t_{50} .

Pela teoria de consolidação de Terzaghi sabe-se que para $U = 50\%$, $T_v = 0,197$ então C_v virá:

$$c_v = \frac{d^2}{t_{50}} 0,197 \quad (1.34)$$

em que d é a distância de drenagem do solo, desde o centro até à superfície deste.

No método de Taylor a curva do assentamento em função do tempo é traçada utilizando a escala raiz quadrada para o tempo, \sqrt{t} , em abcissas com o correspondente assentamento em ordenadas.

Este método serve essencialmente para determinar o tempo que o solo demora atingir 90% da consolidação primária, t_{90} .

Este método pode ser aplicado de duas diferentes formas:

- Método gráfico;
- Método das diferenças finitas.

O método gráfico é um método empírico, uma vez que numa primeira fase se tem de escolher os pontos melhor alinhamento recto da curva $\delta - \sqrt{t}$, para traçar uma recta tangente, o que acarreta algum grau de incerteza uma vez que depende de uma decisão de quem escolhe os pontos.

O método gráfico, tem a seguinte construção, tendo em conta a Figura 1.15:

1. Escolher os pontos melhor alinhamento recto da curva $\delta - \sqrt{t}$, para traçar uma recta tangente, DB;
2. Escolhe-se um ponto qualquer da recta DB, ponto B;
3. Marca-se o ponto A de a ordenada igual à ordenada do ponto B de abcissa nula;
4. Calcula-se as coordenadas do ponto C através da equação $\overline{AC} = 1,15 \overline{AB}$;
5. Traça-se uma recta que passa pelos pontos D e C;
6. A intercepção da recta com a curva $\delta - \sqrt{t}$ dá o tempo de que o solo demora atingir 90% da consolidação e o assento sofrido por este até então.

O método aplicado no presente trabalho foi o método das diferenças finitas uma vez que é um método que tem a vantagem de poder ser aplicado em cálculo automático.

Este método também possui uma ressalva uma vez que continua com o problema de se ter de escolher os pontos melhor alinhamento recto da curva $\delta - \sqrt{t}$, Figura 1.16.

Na Figura 1.15 a equação que define a recta DB é dado por:

$$\delta = \delta_0 + \beta\sqrt{t} \quad (1.35)$$

Onde δ_0 é a ordenada na origem de β o declive da recta.

De seguida determina-se a equação da recta DC sendo esta

$$\delta = \delta_0 + \beta' \sqrt{t} \quad (1.36)$$

com,

$$\beta' = \frac{\beta}{\alpha(U = 90\%)} \quad (1.37)$$

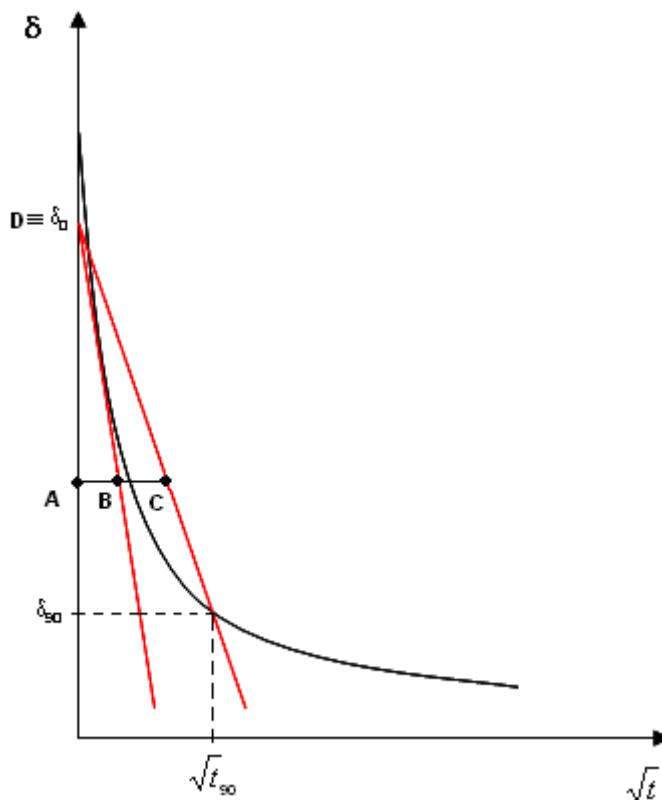


Figura 1.15 – Curva dos assentamentos em função da raiz quadrada do tempo

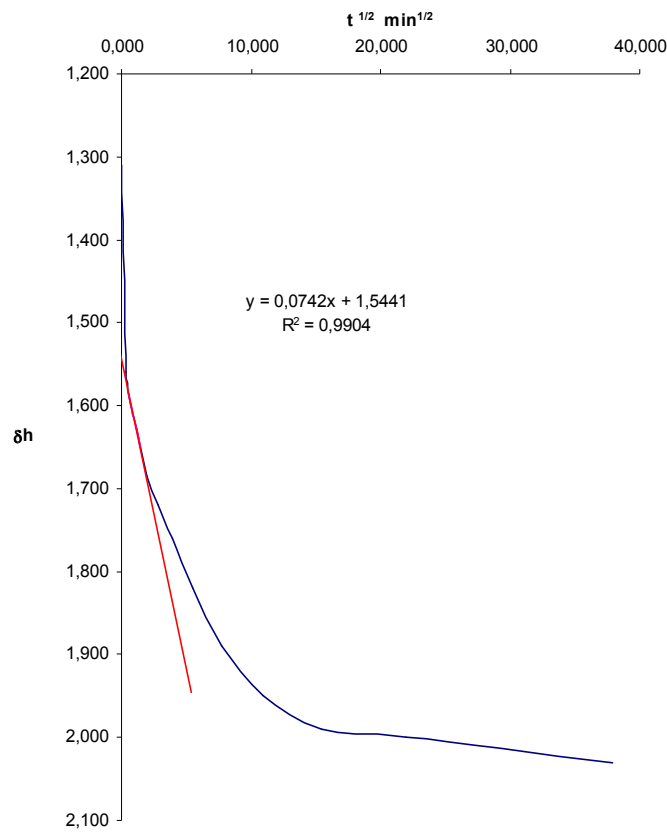


Figura 1.16 – Gráfico experimental dos assentamentos em função da raiz quadrada do tempo

Pela teoria de consolidação de Terzaghi o $\alpha (U = 90\%) = 1,1545$.

Então através de n pontos da curva de consolidação formam-se segmentos de recta com a equação:

$$\delta = \delta_i + \frac{\delta_{i+1} - \delta_i}{\sqrt{t_{i+1}} - \sqrt{t_i}} (\sqrt{t} - \sqrt{t_i}) \quad (1.38)$$

Ao segmento de recta que liga os pontos de coordenadas $(\delta_i, \sqrt{t_i})$ e os pontos $(\delta_{i+1}, \sqrt{t_{i+1}})$ interceptam a recta DC quando:

$$(\delta_i - \delta_0 - \beta' \sqrt{t_i}) \cdot (\delta_{i+1} - \delta_0 - \beta' \sqrt{t_{i+1}}) \leq 0 \quad (1.39)$$

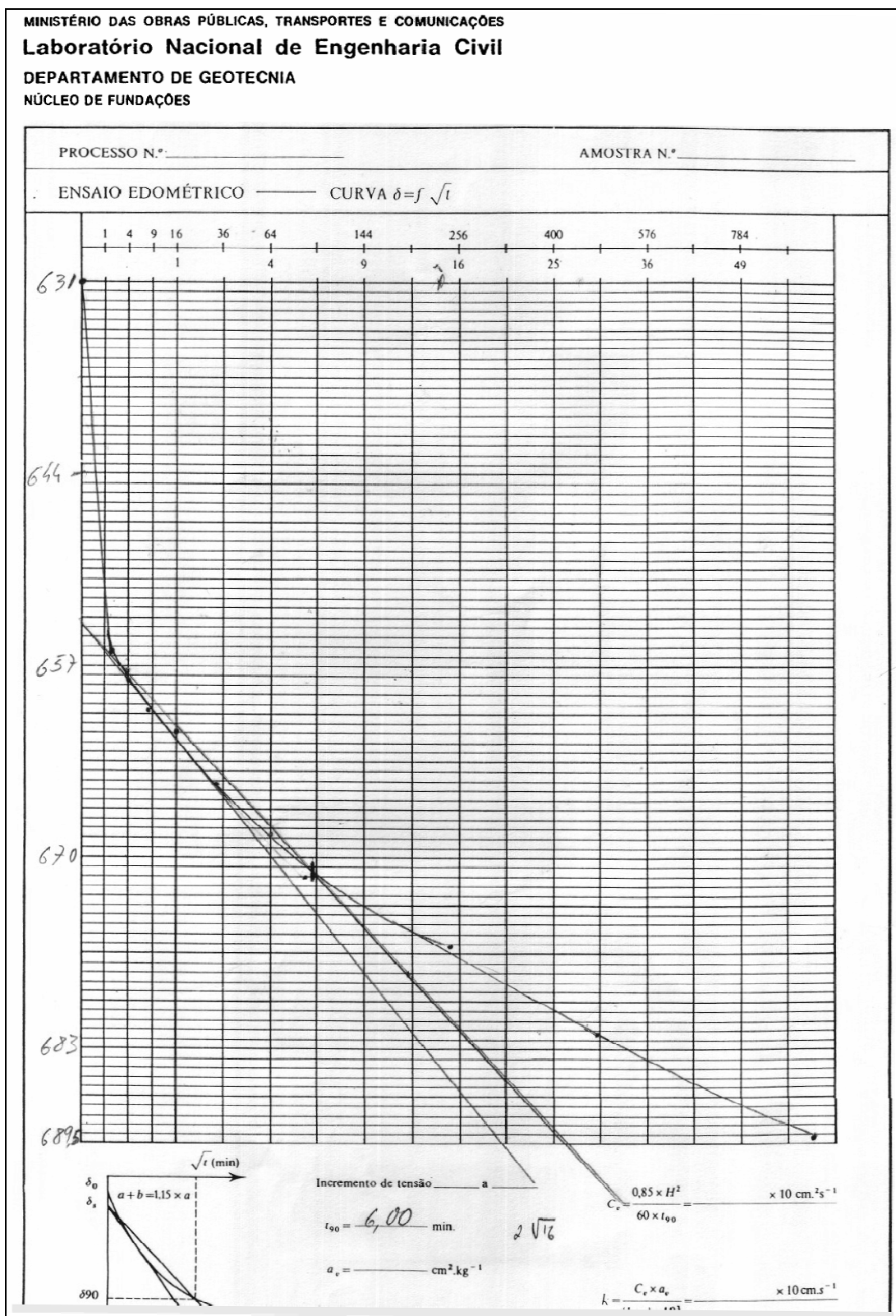


Figura 1.17 – Traçado do gráfico manualmente dos assentamentos em função da raiz quadrada do tempo (Boletim do Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

Então as coordenadas do ponto de intercepção vão ser:

$$\sqrt{t_{90}} = \frac{(\delta_0 - \delta_i)(\sqrt{t_{i+1}} - \sqrt{t_i}) + (\delta_{i+1} - \delta_i)\sqrt{t_i}}{\delta_{i+1} - \delta_i - \beta'(\sqrt{t_{i+1}} - \sqrt{t_i})} \quad (1.40)$$

e,

$$\delta_{90} = \delta_0 + \beta' \sqrt{t_{90}} \quad (1.41)$$

Este método foi confrontado com o método gráfico para verificar se se obtinham os mesmos resultados, comparando o cálculo através do método convencional.

Neste boletim do Laboratório Nacional de Engenharia Civil calculou-se graficamente o valor de t_{90} , Figura 1.17.

Como se pode ver pelo gráfico o valor de t_{90} é aproximadamente 6 minutos, Figura 1.17, e como se pode ver pela Tabela 1.1 o valor de t_{90} para o método das diferenças finitas é 6,58 minutos.

Conclui-se então que este método tem uma boa aproximação e tem a vantagem de ser utilizado no cálculo automático.

Tabela 1.1 – Cálculo do t_{90} através das diferenças finitas

$\alpha(U=90\%)$	i	d_i	$t_i^{1/2}$	$(d_i - d_0 - \beta' t_i^{1/2})$	$(d_{i+1} - d_0 - \beta' t_{i+1}^{1/2})$	$A*B < 0$	Verificação	$t_{90}^{1/2}$	$t_{90} \text{ min}$
1,154	0	1,31	0,000	-0,2340	-0,0043	0,00101		0,322	0,103
	1	1,56	0,316	-0,0043	0,0038	-1,67E-05	intersecção	0,413	0,170
B	2	1,58	0,500	0,0038	0,0105	4,07E-05		0,380	0,144
0,074	3	1,60	0,707	0,0105	0,0067	7,10E-05		1,515	2,296
	4	1,62	1,000	0,0067	0,0151	0,00010		0,667	0,445
β'	5	1,65	1,414	0,0151	0,0124	0,00018		4,755	22,615
0,064	6	1,69	2,000	0,0124	-0,0057	-7,20E-05	intersecção	2,565	6,583
	7	1,72	2,828	-0,0057	-0,03291	0,000190		2,605	6,790
d_0	8	1,76	3,873	-0,0329	-0,07602	0,002502		2,647	7,011
1,544	9	1,82	5,477	-0,0760	-0,1518	0,011542		3,202	10,254
	10	1,89	7,746						

1.5 PROCEDIMENTO DE ENSAIO

O ensaio edométrico é realizado num aparelho designado por edómetro.

Neste trabalho foram utilizados dois tipos de edómetros. Edómetro do tipo Zurich e outro do tipo Wykeham and Farrance® modelo 24251.

A Figura 1.18 e mostra um edómetro do tipo Zurich. Este aparelho é constituído por um anel de cobre com 56,5 mm de diâmetro e 19 mm de altura onde se coloca o provete.



Figura 1.18 – Sistema edométrico tipo Zurich, LNEC 2007

A base deste aparelho, também em cobre, possui no seu interior uma pedra porosa.

Na base do sistema edométrico existe um tubo que comunica a pedra porosa com o exterior para que haja drenagem da superfície inferior do provete.

A parte superior do aparelho consiste num cilindro metálico que vai carregar o provete propriamente dito.

O topo do edómetro, à semelhança da base, também possui um tubo que comunica a pedra porosa com o exterior para que haja assim dupla drenagem.

Acoplado na parte superior do cilindro de compressão existe um deflectómetro que mede os assentamentos.

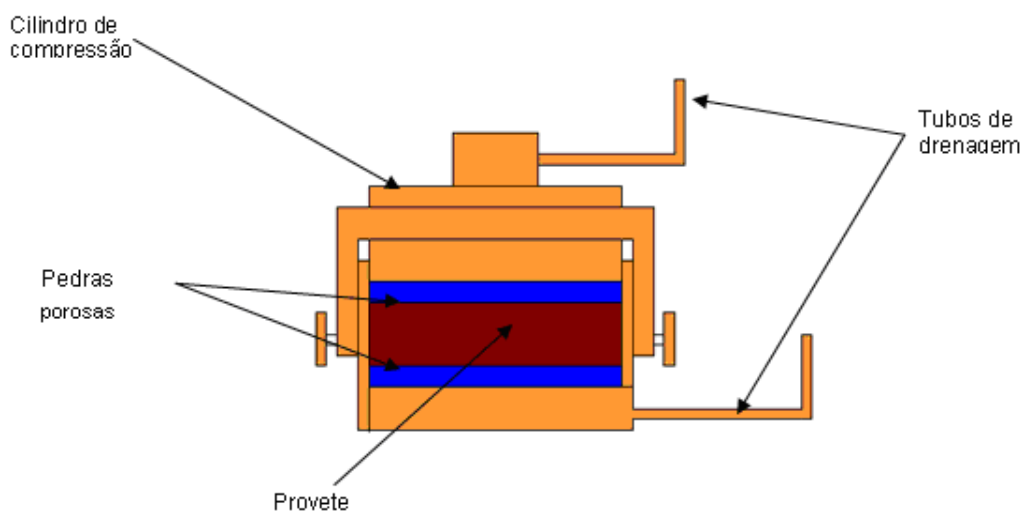


Figura 1.19 – Esquema do sistema edométrico tipo Zurich

O edômetro é colocado numa banca onde nesta existe um gancho que é acoplado no topo cilindro de compressão do referido aparelho. O gancho é ligado a um braço metálico que por sua vez está ligado a um pêndulo onde se colocam as massas para transmitir carga ao provete.

A relação do peso exercido no pêndulo em relação ao peso exercido no gancho do edômetro é de $1/5$, como mostra a Figura 1.20.

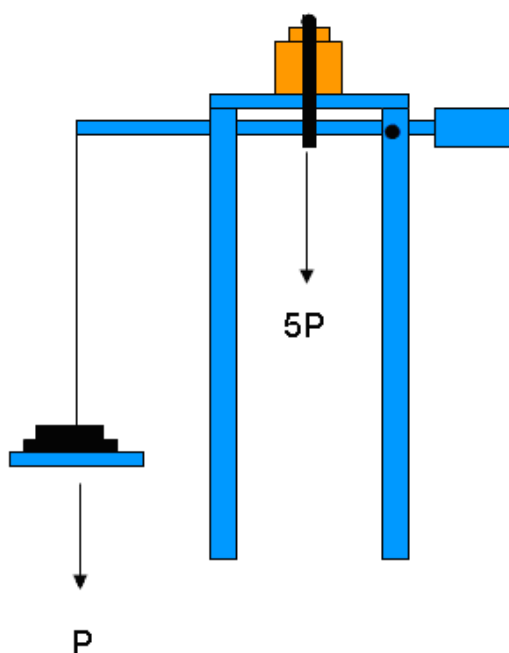


Figura 1.20 – Esquema do sistema de carregamento edométrico

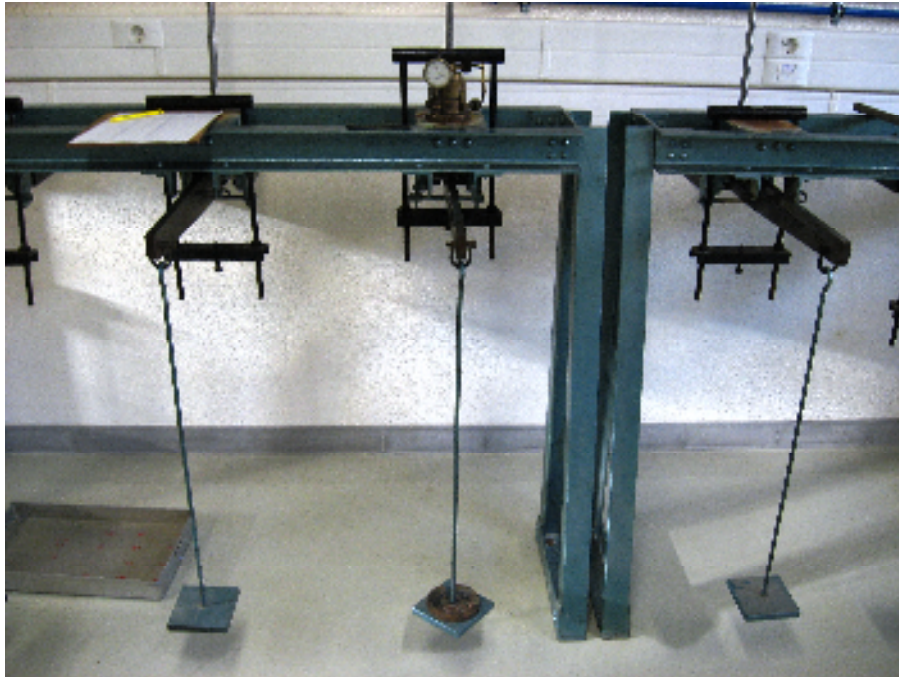


Figura 1.21 – Sistema de carregamento edométrico Zurich, LNEC 2007

Outro aparelho edométrico utilizado é o edómetro de marca Wykeham Farrance® modelo 24251.

Este aparelho é constituído por um anel de aço com 63,5 mm de diâmetro e 19 mm de altura onde se coloca o provete.

A base deste aparelho, também em aço, é constituída por um cilindro oco de aço onde é colocado o provete por cima de uma pedra porosa cerâmica.

Evolvendo esse cilindro de aço existe um outro cilindro de acrílico, de maior diâmetro, onde se coloca água para manter o teor em água natural do provete.

O topo é constituído por um êmbolo de aço com uma pedra porosa encastrada neste, como se pode ver na Figura 1.23.

A drenagem é feita directamente através das pedras porosas para envolvente líquida da base do sistema edométrico.

A dupla drenagem é feita através da pedra porosa colocada na superfície inferior do provete e através da pedra porosa encastrada no êmbolo de carga, Figura 1.22 e 1.23.

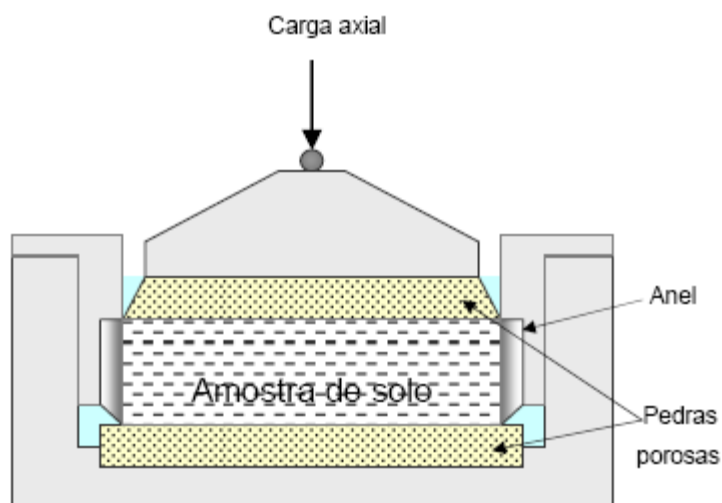


Figura 1.22 – Esquema do sistema edométrico Wykeham Farrance



Figura 1.23 – Anel edométrico Wykeham Farrance, LNEC 2007

O edômetro é colocado numa banca onde nesta existe um sistema de carga idêntico ao anterior, onde é acoplado um gancho no topo êmbolo de compressão.

Neste aparelho o gancho é ligado a um braço metálico pertencendo ao mesmo corpo de sistema, como mostra Figura 1.24, que está ligado a um pêndulo onde se colocam as massas para transmitir carga ao provete.

A relação do peso exercido no pêndulo em relação ao peso exercido no gancho do edômetro é de 1/11,04.



Figura 1.24 – Sistema edométrico Wykeham Farrance, LNEC 2007

Após a montagem do provete, este é colocada no edômetro e submetida a carregamentos progressivos (por meio de um sistema de pesos e alavancas), respeitando em geral as seguintes condições:

Cada carregamento (escalão de carga) é mantido por um período de 24h, durante o qual se fazem leituras dos assentamentos verticais da amostra ao longo do tempo 0,1; 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8; 15; 30; 60; 120; 240; 480 e 1440 minutos.

Durante a fase de carga, cada carregamento adicional (novo escalão de carga) duplica o que se encontrava aplicado anteriormente;

É realizada, pelo menos, uma fase de descarga, na qual, em cada escalão, a carga se vai progressivamente reduzindo para 1/4 ao valor da carga anterior.

O ensaio abrange um campo de tensões relevante para o problema em estudo tal que permita definir com rigor os parâmetros de compressibilidade mais importantes do solo.

O programa de cargas e descargas utilizadas para o ensaio edométrico, à excepção do provete remoldado, está explicitados nas Tabelas 1.2 e 1.3.

Tabela 1.2 – Plano de carga do edômetro tipo Zurich

Zurich	
σ_v (kPa)	
Carga	0
	16,481
	26,291
	45,911
	85,151
	202,871
	399,071
Descarga	791,471
	202,871
	45,911
	16,481

Tabela 1.3 – Plano de carga do edômetro tipo Wykeham Farrance

Wykeham Farrance® modelo 24251	
σ_v (kPa)	
Carga	17,061
	34,122
	68,243
	136,487
	272,974
Descarga	68,243
	17,061
Recarga	68,240
	272,970
	545,950
	1091,900
	2183,890
Descarga	545,950
	136,490
	34,120
	17,060

No presente trabalho foram realizados seis ensaios, três por cada tipo de edômetro.

Todos os ensaios foram realizados com diferentes índices de vazios inicial e_0 .

O solo ensaiado é uma argila mole extraído da sondagem 23 A-1 a 4,0 m de profundidade na zona da Ota.

A argila tem as seguintes características:

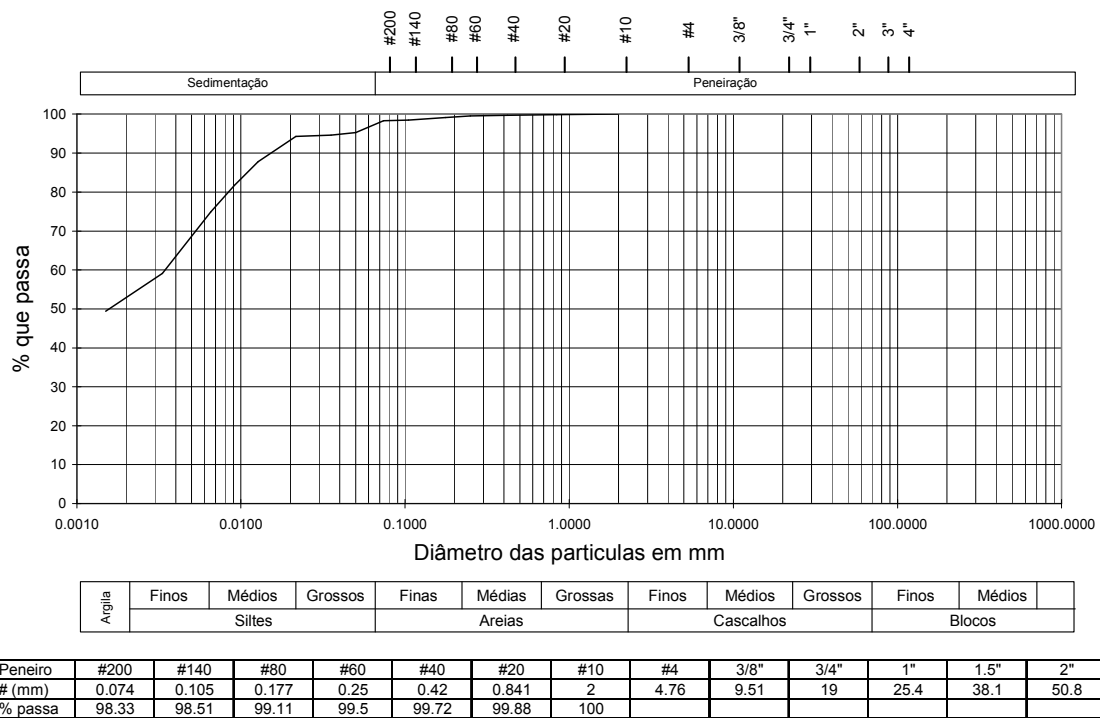


Figura 1.25 – Curva granulométrica

Tabela 1.4 – Quadro dos limites

LL (%)	LP (%)	IP (%)
68,4	29,0	39,3

Onde LL é o limite de liquidez, LP é o limite de plasticidade e IP é o índice de plasticidade.

Através da classificação unificada dos solos a argila classifica-se como uma argila gorda CH.

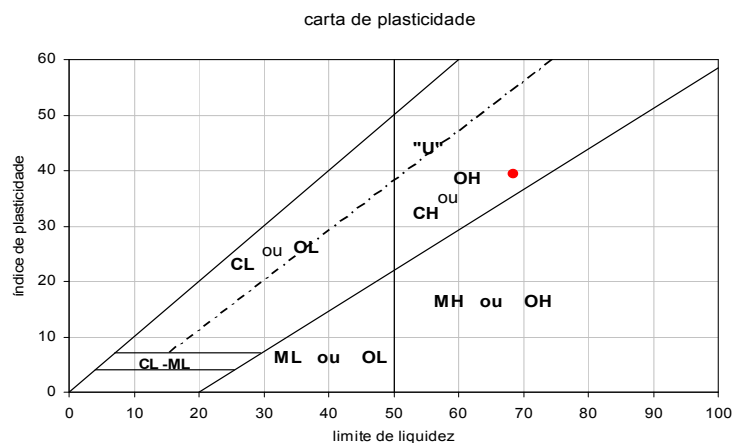


Figura 1.26 – Carta plasticidade Casagrande

1.5.1 REMOLDAGEM DE PROVETE A 1,25 LL

Como foi referido anteriormente, foi executado um ensaio edométrico utilizando um provete remoldado a 1,25 do limite de liquidez.

Desagregaram-se 500 g de argila com um pilão e almofariz. Essa porção de solo foi peneirada no peneiro n.º 40 da série ASTM. Dessa porção utilizaram-se 200 g de solo.

Sabendo que:

$$LL^* = 1,25LL = 85,5\% \quad (1.42)$$

e sendo o teor em água;

$$w = \frac{P_p - P_s}{P_s} \% \quad (1.43)$$

em LL^* é o limite de liquidez do provete remoldado, P_p é o peso o provete, P_s é o peso seco do solo e w o teor em água.

Determinou-se o peso de água necessário para misturar em 200 g de solo.

A compactação do provete foi feita no edómetro com uma carga de 17,061 kPa.

A Tabela 5 seguinte mostra as propriedades do provete remoldado.

Tabela 5 – Tabela das características do provete remoldado

P_a (g)	P_1 (g)	P_p (g)	D (cm)	A_p (cm ²)	H_i (cm)	V (cm ³)
76,550	162,280	85,730	6,357	31,740	1,769	56,148

P_s (g)	w %	G	ρ (g.cm ⁻³)	γ (kN.m ⁻³)	h_0 (cm)	e_0	S_r %
46,273	85,500	2,790	1,526	14,978	0,522	2,385	100,000

Em que:

P_a - Peso do anel edométrico; P_1 - Peso do provete mais anel edométrico; D - Diâmetro do provete; A_p - Área do provete; h_i - Altura inicial; V - Volume inicial do provete; P_s - Peso seco; G - Massa específica das partículas; w - Teor em água; γ - Peso volúmico; ρ - Massa específica; h_0 - Altura reduzida; e_0 - Índice de vazios inicial; S_r - Grau de Saturação

O programa de cargas e descargas do provete remoldado está descrito na Tabela 1.6.

Tabela 1.6 – Tabela das características do provete remoldado

Wykeham Farrance® modelo 24251 Proвете Remoldado 1,25 LL	
s_v (kPa)	
Carga	34,120
	68,240
Descarga	34,120
Recarga	68,240
	136,490
	272,970
Descarga	68,240
	34,120
Recarga	68,240
	272,970
	545,920
	1091,896
	2183,791
Descarga	545,948
	136,487
	68,243
	34,122

1.5.2 COMPRESSIBILIDADE DAS AMOSTRAS INTACTAS

Os resultados que são demonstrados dão origem a considerações sobre as propriedades mecânicas do solo apenas à luz da Teoria Clássica da Consolidação de Terzaghi.

Foram então calculadas em todas as curvas de compressibilidade os parâmetros intrínsecos do solo, ou seja, os parâmetros que não variam com o estado de tensão como o C_c e o C_s , m_v e a_v .

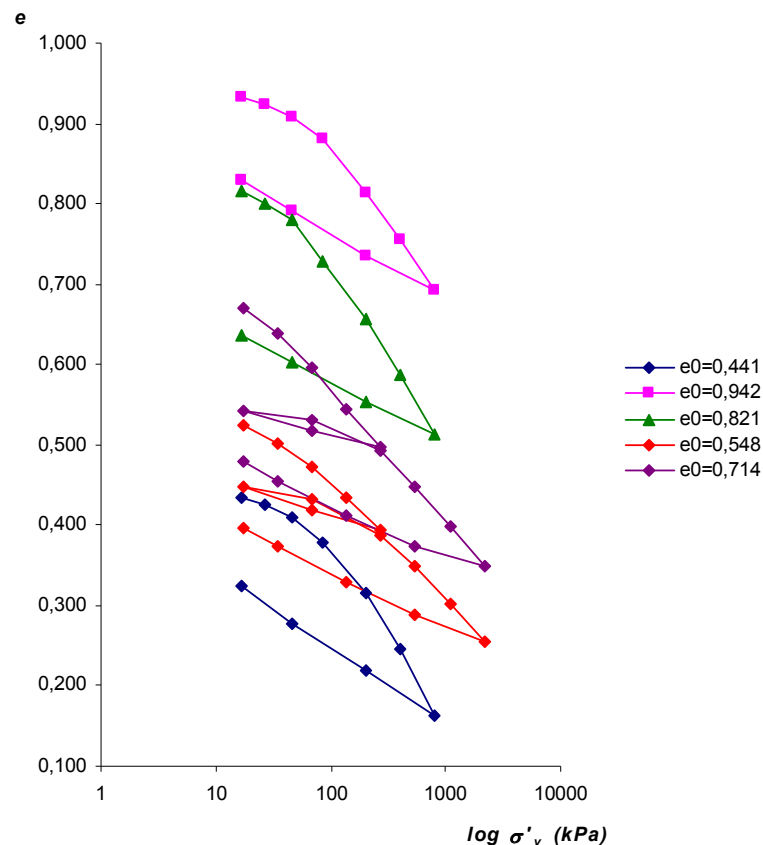


Figura 1.27 – Curvas de compressão edométrica de amostras indeformadas

Como já foi referido anteriormente no ponto de vista a Engenharia Civil, é de extrema importância a determinação dos parâmetros de compressibilidade par o cálculo dos assentamentos em função das tensões imputadas numa dada obra, uma vez que os assentamentos por consolidação primária dependem dos parâmetros de Compressibilidade.

Como se vai realizar um aterro em cima deste solo desta argila com 18 m de altura e considerando que os materiais de empréstimo tem um peso volúmico que varia ente os 17 e os 21 kN.m⁻³ então tem-se tensões aplicadas na ordem dos 360 kPa.

A Tabela 1.7 mostra os valores das propriedades intrínsecas no solo.

Tabela 1.7 – Quadro dos parâmetros de compressibilidade

w %	e_0	C_s	C_c	m_v	a_v
15,82	0,4411	0,082	0,223936	0,00018	0,000259
19,63	0,548	0,0394	0,11516	0,0002	0,000309
25,4	0,714	0,0322	0,1414	0,00013	0,00022
29,3	0,821	0,0644	0,210447	0,000133	0,000243
33,69	0,942	0,071	0,177465	0,000106	0,000205

A Tabela 1.8 mostra os valores dos assentamentos correspondentes para $\Delta\sigma' = 360$ kPa.

Tabela 1.8 – Tabela dos assentamentos por consolidação do solo

e_0	s_c (mm)	m_v	a_v
0,441	0,976	0,0001795	0,0002587
0,942	0,715	0,0001056	0,0002049
0,821	0,874	0,0001334	0,0002430
0,548	1,091	0,0002000	0,0003090
0,714	0,880	0,0001300	0,0002200
2,385	2,400	0,0003769	0,0012760

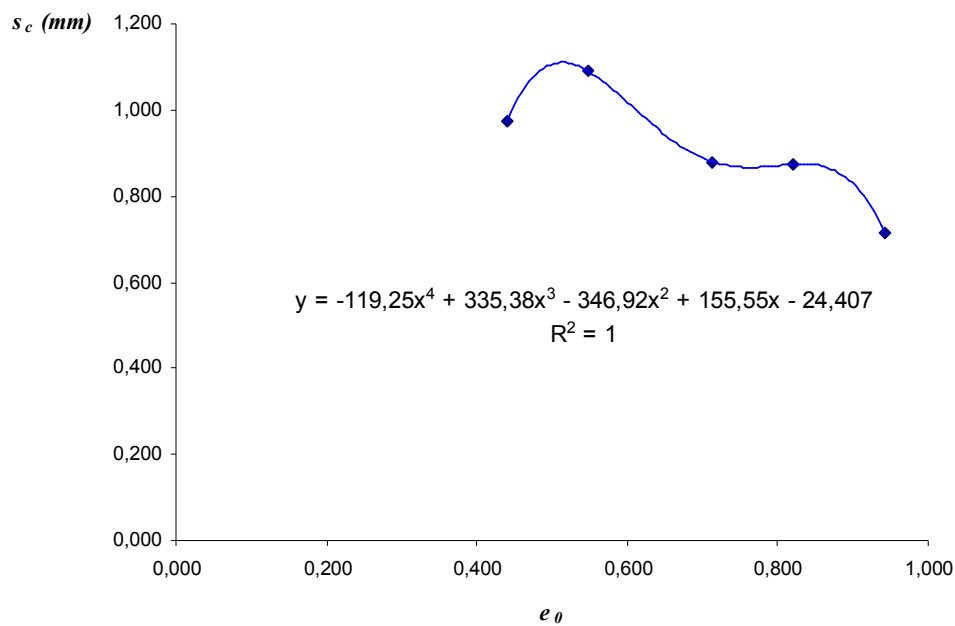


Figura 1.28 – Gráfico dos assentamentos por consolidação em função do índice de vazios inicial

O gráfico da Figura 1.28 mostra a variação dos assentamentos em função do índice de vazios inicial.

O que este gráfico descreve é que há uma diminuição dos assentamentos, para a mesma variação de carga, à medida que aumenta o índice de vazios inicial.

Isto quer dizer que quanto maior for o índice de vazios inicial menores serão os assentamentos por consolidação.

Os assentamentos por consolidação primária variam segundo a Equação 1.44, que foram calculados de interpolação polinomial.

$$s_c = -119,25e_0^4 + 335,38e_0^3 - 346,92e_0^2 + 1,55e_0 - 24,407 \quad (1.44)$$

1.5.3 COMPRESSIBILIDADE DAS AMOSTRAS REMOLDADAS

Burland denominou as propriedades “intrínsecas” das argilas remoldadas, desde que sejam inerentes ao solo e independentes do estado de tensão natural.

As propriedades de uma argila natural diferem de suas propriedades intrínsecas devido à influência da estrutura do solo. Assim as propriedades intrínsecas fornecem uma referência avaliando o estado “*in situ*” de uma argila natural e da influência da estrutura nas suas propriedades “*in situ*”.

Burland introduziu um parâmetro normalizando novo chamado o índice de vazios normalizado, I_v para ajudar a correlacionar as características da compressão de várias argilas. Burland identificou a linha intrínseca ICL da compressão encontrada nos testes do edométricos em amostras remoldadas a 1,0 a 1,5 vezes o limite liquidez, sendo:

$$I_v = 2,45 + 2,85x + 0,015x^3 = \frac{e - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} \quad (1.45)$$

Neste ensaio como já foi descrito em 1.5.1 o provete foi realizado a 1,25 do seu limite de liquidez.

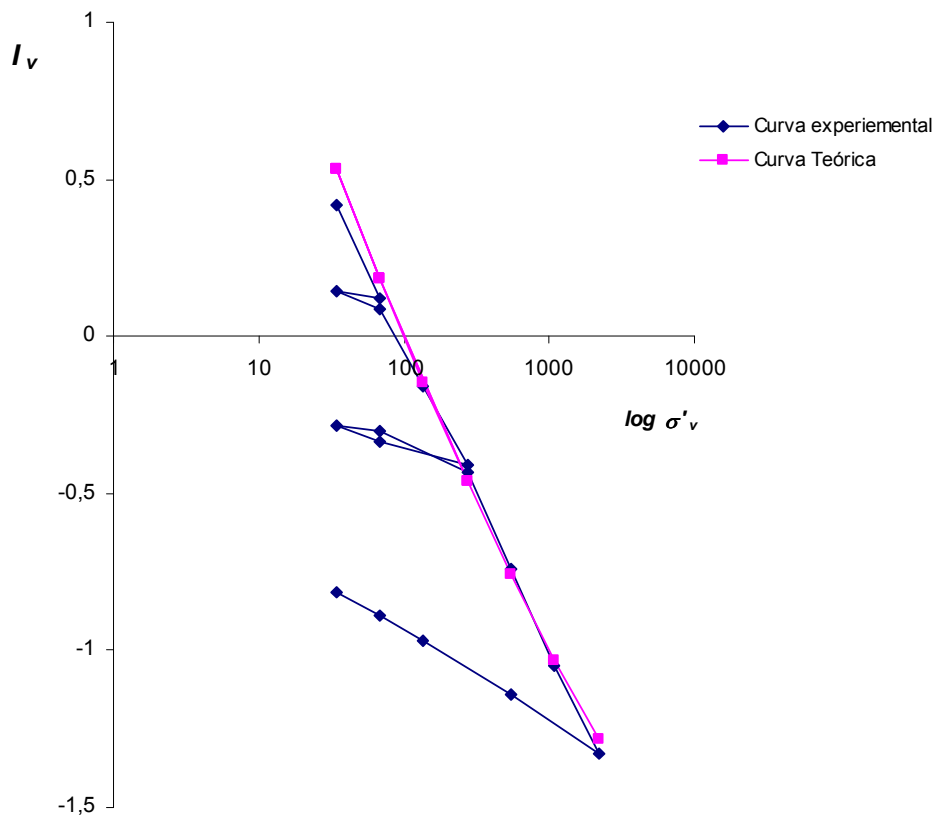


Figura 1.29 – Curva de $I_v - \log \sigma'_v$ da amostra remoldada a 1,25 LL

Burland identificou também uma linha da compressão de sedimentação (LCC), que estivesse quase paralela à linha de compressão intrínseca (ICL).

Burland propôs, para as argilas naturais, que a ICL e a LCC avaliassem o grau de sobreconsolidação. As etapas no procedimento de Burland são como segue:

Determinar e^*_{100} e e^*_{1000} para calcular o I_v e de seguida comparar com a curva teórica.

Estes parâmetros são determinados através de ensaios de laboratório mas podem ser estimados das correlações empíricas válidas para as argilas.

Como se pode ver pelo gráfico da Figura 1.29 a curva experimental difere um pouco da curva teórica, no primeiros patamares de carga. Tal deve-se ao facto de o ramo virgem anterior ao ciclo de descarga recarga ter um declive diferente ao ramo virgem posterior ao referido ciclo.

Então para calcular o e^*_{100} e o e^*_{1000} utilizou-se o declive do ramo virgem após o ciclo de carga e descarga pelo seguinte motivo:

Como já foi referido, irá ser realizado um aterro em cima desta argila com 18 m de altura e considerando que os materiais de empréstimo tem um peso volúmico que varia ente os 17 e os 21 kN.m⁻³ então, tem-se tensões aplicadas na ordem dos 360 kPa.

Esse patamar de tensão só é ultrapassado no ramo após o ciclo de descarga-recarga.

Tabela 1.9 – Parâmetros de compressibilidade do provete remoldado

Remoldado 1,25 LL					
w %	e_0	C_s	C_c	m_v	A_v
85,5	2,385	0,0636	0,377283	0,000377	0,001276

1.5.4 GRAU DE SOBRECONSOLIDAÇÃO

Como foi descrito em 1.4 o grau de sobre consolidação é dado pela Equação 1.9.

O valor de σ'_y foi calculado pelos métodos de Casagrande e Pacheco Silva.

Como se pode verificar pela Tabela 1.10 ambos os métodos apresentam valores muito aproximados.

O método empírico de Casagrande apresenta a desvantagem de ter de se tomar a decisão de localizar o ponto da curva $e - \log \sigma'$ de menor raio de curvatura, o que faz com que haja um certo grau de ambiguidade no cálculo do grau de sobreconsolidação.

O método de Pacheco Silva uma vez que entra exclusivamente com a recta de declive nulo com ordenada no índice de vazios inicial e_0 , e uma vez que não é preciso tomar nenhuma decisão quanto à escolha de pontos, torna o método objectivo e isento de erro humano.

Como se pode ver pela Tabela 1.10 o solo tem uma gama de graus de sobreconsolidação que varia $0,979 \leq R_p \leq 1,825$ para o método de Casagrande e $0,661 \leq R_p \leq 2,051$ para o método de Pacheco Silva.

Tabela 1.10 – Tabela σ'_y dos dois métodos para diferentes e_0

$w \%$	e_0	σ'_{v0} (kPa)	Casagrande σ'_y	Pacheco Silva σ'_y	Casagrande R_p	Pacheco Silva R_p
15,820	0,441	48,750	89	100	1,825	2,051
19,630	0,548	45,330	50	30	1,103	0,661
25,400	0,714	40,840	40	30	0,979	0,7345
29,300	0,821	38,500	69	60	1,792	1,558
33,690	0,942	36,140	65	70	1,798	1,936

O facto é que à primeira vista o solo parece se subconsolidado visto que se trata de uma argila mole.

O que é certo é que o grau de sobreconsolidação varia com o índice de vazios inicial e de uma forma não linear.

Note-se que em ambos os métodos dão valores aproximados.

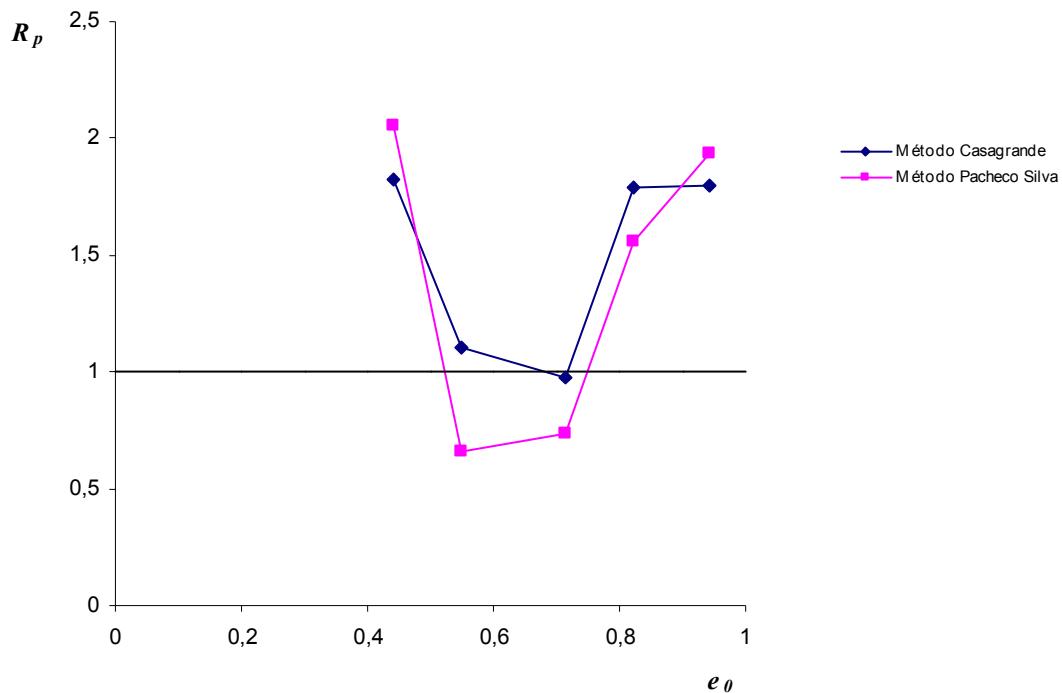


Figura 1.30 – Gráfico de sobreconsolidação em função do índice de vazios inicial

Estes valores de R_p podem dever-se ao facto de este ter sido muito perturbado durante a sua extracção e/ou transporte ou não foi conservado nas melhores condições.

Pelos gráficos referentes à Figuras 1.31 e 1.32 e conforme o descrito em 1.1 como o declive da recta na zona de descarga é muito diferente do da curva de compressibilidade entre σ'_{v0} e σ'_y , recta AB, então o provete apresenta remoldagem.

1.5.5 COEFICIENTE DE CONSOLIDAÇÃO VERTICAL C_v

Como já foi referido, os ensaios edométricos realizam-se carregando o solo por escalões que têm a duração de 24 horas cada.

Cada escalão de carga desencadeia um processo de consolidação ao que é objecto da Teoria de Terzaghi.

Acontece que os gráficos das Figuras 1.33 e 1.34 não mostram uma uniformidade em todos escalões de tensão.

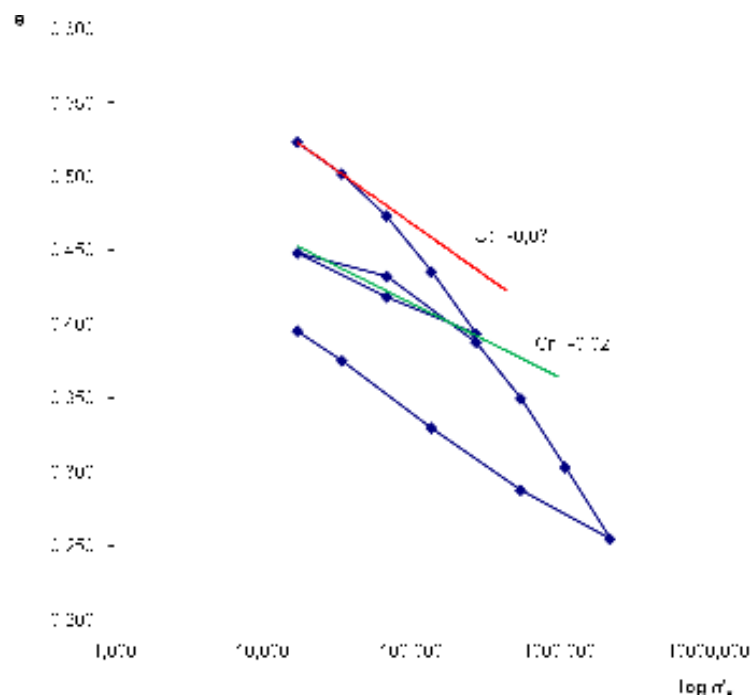


Figura 1.31 – Curva edométrica para $e_0 = 0,548$

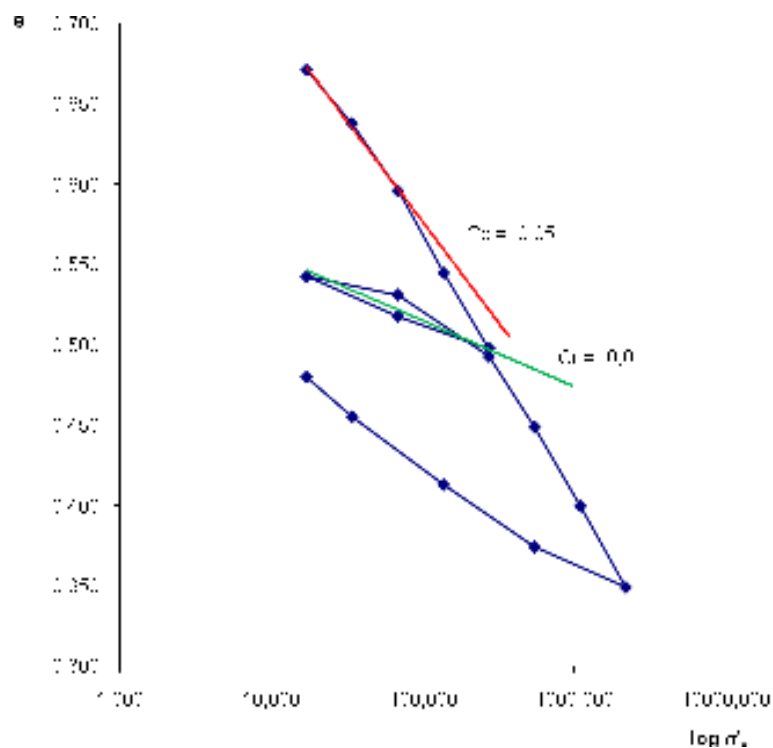


Figura 1.32 – Curva edométrica para $e_0 = 0,714$

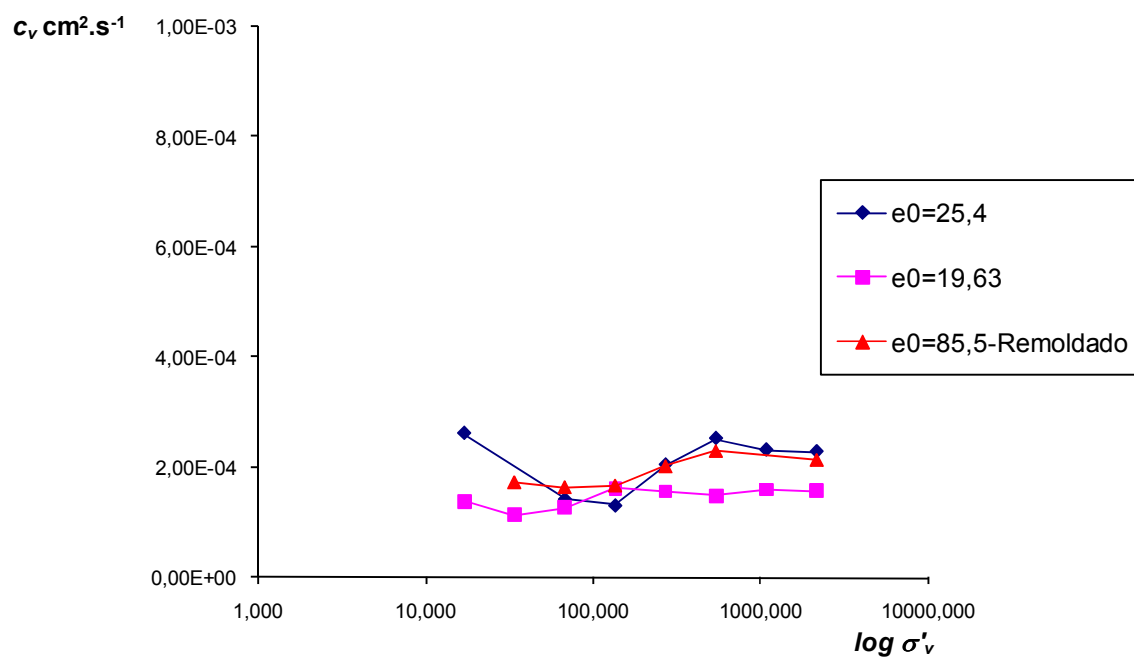


Figura 1.33 – Gráfico do coeficiente de consolidação em função do logaritmo do tempo - Método de Taylor

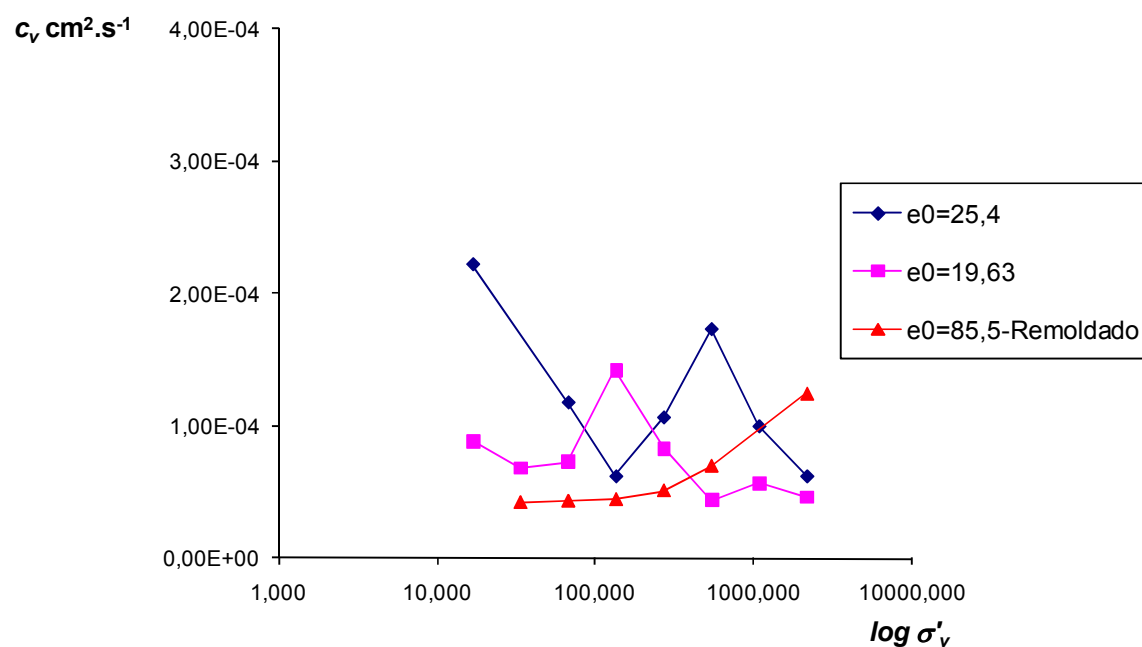


Figura 1.34 – Gráfico do coeficiente de consolidação em função do logaritmo do tempo - Método de Casagrande

Tabela 1.11 – Valores dos coeficientes de consolidação para o método de Taylor e Casagrande

e_0	σ_v (kPa)	t_{50} (s)	t_{90} (s)	D_m (cm)	c_{v50} (cm ² .s ⁻¹)	c_{v90} (cm ² .s ⁻¹)	k (cm.s ⁻¹)
0,441	45,911	25,5	183	0,755	4,40E-03	6,14E-04	1,08E-06
	85,151	16,2	108,72	0,755	6,93E-03	1,03E-03	1,82E-06
	202,871	15,72	323,1	0,755	7,14E-03	3,48E-04	6,12E-07
	399,071	15,72	394,98	0,755	7,14E-03	2,84E-04	5,01E-07
	791,471	14,28	319,2	0,755	7,86E-03	3,52E-04	6,19E-07
0,942	16,481	17,64	39,48	0,94	-	4,41E-03	4,56749E-06
	26,291	-	70,2	0,94	-	2,48E-03	2,56873E-06
	85,151	30,36	45,84	0,94	-	3,80E-03	3,93378E-06
0,821	45,911	11,82	39,48	0,91	1,38E-02	4,13E-03	5,41E-06
	85,151	-	-	-	-	-	-
	202,871	15,42	53,7	0,91	1,06E-02	3,04E-03	3,98E-06
	399,071	12,54	-	0,91	1,30E-02	-	-
	791,471	12,9	70,8	0,91	1,26E-02	2,30E-03	3,02E-06
0,548	17,061	161,76	-	0,7575	6,99E-04	-	-
	34,122	358,08	968,4	0,7575	3,16E-04	1,17E-04	2,29E-07
	68,243	469,8	1827	0,7575	2,41E-04	6,19E-05	1,21E-07
	136,487	225,6	609,6	0,7575	5,01E-04	1,85E-04	3,64E-07
	272,974	184,2	646,8	0,7575	6,14E-04	1,75E-04	3,43E-07
	545,950	198,6	1837,2	0,7575	5,69E-04	6,15E-05	1,21E-07
	1091,900	171	1906,8	0,7575	6,61E-04	5,93E-05	1,16E-07
	2183,890	172,2	1906,8	0,7575	6,56E-04	5,93E-05	1,16E-07
0,714	17,061	274,2	1949,4	0,94	6,35E-04	8,93E-05	1,75E-07
	34,122	301,8	6038,4	0,94	5,77E-04	2,88E-05	5,66E-08
	68,243	285	2424,54	0,94	6,11E-04	7,18E-05	1,41E-07
	136,487	253,8	1220,4	0,94	6,86E-04	1,43E-04	2,80E-07
	272,974	274,2	2191,8	0,94	6,35E-04	7,94E-05	1,56E-07
	545,950	21,6	4002,66	0,94	8,06E-03	4,35E-05	8,53E-08
	1091,900	38,76	3074,4	0,94	4,49E-03	5,66E-05	1,11E-07
	2183,890	257,88	3832,8	0,94	6,75E-04	4,54E-05	8,91E-08
2,385	34,122	1006,8	4077	0,94	1,73E-04	4,27E-05	8,38E-08
	68,243	1062,6	3985,8	0,94	1,64E-04	4,37E-05	8,57E-08
	136,487	1044	3876	0,94	1,67E-04	4,49E-05	8,81E-08
	272,974	859,2	3373,8	0,94	2,03E-04	5,16E-05	1,01E-07
	545,950	753	2476,8	0,94	2,31E-04	7,03E-05	1,38E-07
	2183,890	811,2	1393,8	0,94	2,15E-04	1,25E-04	2,45E-07

Duas das razões que podem explicar isto, são as seguintes:

- No início do processo de deformação no edômetro ocorrem assentamentos imediatos explicáveis por ajustes da amostra em relação ao anel e à compressão de algum ar ocluso no sistema;
- Para o fim do processo, o crescimento no tempo da deformação volumétrica teórica tende para zero, sobrevêm deformações de outro tipo, essencialmente ligadas à fluência.

Desta forma as curvas experimentais que expressam para cada escalão a evolução no tempo da deformação volumétrica têm de ser tratadas de modo a serem comparáveis com as teóricas, permitindo uma estimativa do coeficiente de consolidação.

Neste trabalho, como já foi referido em 1.4, determinou-se o C_v para os dois métodos, Taylor e Casagrande.

2. CONSOLIDAÇÃO COM MEDIÇÃO DA PRESSÃO INTERSTICIAL

2.1 INTRODUÇÃO

No processo de consolidação, o assentamento inicial ocorre imediatamente após a aplicação da carga, iniciando-se a drenagem apenas algum tempo depois, o que significa que a drenagem e o assentamento inicial não são simultâneos.

A consolidação primária é o processo pelo qual se produz assentamento do solo ao longo do tempo em resultado da dissipação do excesso da pressão intersticial gerado devido ao carregamento. Após a dissipação do excesso de pressão intersticial, verifica-se que o solo continua a deformar-se com uma tensão efectiva, σ' , constante, correspondendo esta fase à consolidação dita secundária.

A maioria dos métodos, como por exemplo, o geralmente utilizado no edómetro clássico, determinam as características relacionadas com o factor tempo, T_v , e o grau de consolidação, U , através do gráfico com a evolução do assentamento, d , em função do tempo, t . Outros mais recentes utilizam a medição directa da pressão intersticial para o estudo da consolidação.

A pressão intersticial medida na base do provete durante a consolidação nem sempre coincide com os valores deduzidos com base na teoria da consolidação unidimensional de Terzaghi.

Terzaghi e Fröhlich (1936) obtiveram uma solução matemática para o caso de uma camada argilosa, de espessura $2h$ compreendida entre duas camadas permeáveis.

Supondo que a tensão de consolidação, σ resultante da aplicação da carga vertical é constante em toda a altura da camada argilosa, a pressão intersticial u em função do tempo, t , e da cota, z , é aqui designada por $u(t, z)$. No instante inicial, $t = 0$, admite-se que:

$$u(t, z) = \sigma \quad (2.1)$$

O grau de consolidação, U , é, por definição, a razão entre o assentamento ao longo do tempo, S_t , e o assentamento no final da consolidação primária do solo S , isto é:

$$U = \frac{S_t}{S} \quad (2.2)$$

Sabe-se que a deformação axial, ou seja, o assentamento por unidade infinitesimal de altura d_z é igual:

$$\varepsilon = \frac{ds_t}{dz} \quad (2.3)$$

Pela lei de Hooke, $\sigma = E \cdot \varepsilon$, então vem:

$$\sigma' = E_0 \cdot \frac{ds_t}{dz} \Leftrightarrow ds_t = \frac{\sigma'(t, z)}{E_0} \cdot dz \Leftrightarrow s_t = \int_0^{2h} \frac{\sigma'(t, z)}{E_0} \cdot dz \quad (2.4)$$

então,

$$\begin{aligned} s_t &= \int_0^{2h} \frac{\sigma'(t, z)}{E_0} \cdot dz = \int_0^{2h} \frac{\sigma - u(t, z)}{E_0} \cdot dz = \\ &= \int_0^{2h} \frac{\sigma}{E_0} \cdot dz - \int_0^{2h} \frac{u(t, z)}{E_0} \cdot dz = s - \frac{1}{E_0} \int_0^{2h} u(t, z) dz \end{aligned} \quad (2.5)$$

sendo:

$$s = \int_0^{2h} \frac{\sigma}{E} \cdot dz = \frac{\sigma}{E} \cdot 2h = \frac{u(0, t) 2h}{E_0} \quad (2.6)$$

Pelo que o grau de consolidação vem:

$$\begin{aligned} U(t) &= \frac{s - \frac{1}{E_0} \int_0^{2h} u(t, z) \cdot dz}{s} = 1 - \frac{\frac{1}{E_0} \int_0^{2h} u(t, z) dz}{\frac{\sigma}{E_0} \cdot 2h} = \\ &= 1 - \frac{\int_0^{2h} u(t, z) dz}{\sigma \cdot 2h} = \frac{u(0, z) \cdot \int_0^{2h} dz - \int_0^{2h} u(t, z) dz}{u(0, z) \cdot \int_0^{2h} dz} \end{aligned} \quad (2.7)$$

Olson (1986) concluiu que os valores dos assentamentos calculados a partir do coeficiente de consolidação, C_v , sem terem em conta a medição da pressão intersticial, podem diferir significativamente dos valores dos assentamentos observados. Tal deve-se ao facto do excesso de pressão intersticial não atingir o seu valor máximo imediatamente após a aplicação da carga.

O ensaio edométrico com medição de pressão intersticial permite, então, avaliar como varia a pressão intersticial ao longo do tempo a partir do momento que o provete é solicitado por uma carga σ . Através deste ensaio verifica-se que o valor máximo da pressão intersticial, ou valor de pico, é, normalmente, menor que o valor da tensão aplicada no provete.

Uma vez que se conhece a variação da pressão intersticial ao longo do tempo, pode-se então generalizar o conceito de grau de consolidação e defini-lo em termos locais e reescrever a equação do grau de consolidação. Esta agora só dependerá do valor do excesso de pressão intersticial, u_i , e da pressão intersticial dissipante u_b medida na base, sendo,

$$U(t) = \lim_{h \rightarrow 0} \frac{u_i - u_b}{u_i} \times 100 \quad (2.8)$$

Pela teoria de Terzaghi o grau de consolidação, descrito através Equação 2.7, a pressão intersticial apenas pode ser calculado no final da consolidação, uma vez que não há medição de pressão intersticial.

Isto quer dizer que a teoria não permite calcular a variação da tensão efectiva em qualquer ponto de deformação ε_i , mas apenas no final da consolidação.

Utilizando o ensaio de consolidação com medição da pressão intersticial e sabendo que:

$$\sigma(t, z) = \sigma'(t, z) + u(t, z) \quad (2.9)$$

então,

$$\Delta\sigma(t, z) = \Delta\sigma'(t, z) + \Delta u(t, z) \quad (2.10)$$

No início da consolidação quando a carga é mobilizada para o provete a variação da tensão total devido ao excesso da pressa intersticial fica:

$$\Delta\sigma(0, z) = u_i \text{ e } \Delta u(0, z) = u_i \text{ logo } \Delta\sigma'(0, z) = 0 \quad (2.11)$$

No final da consolidação:

$$\Delta u(t, z) = 0 \text{ logo } \Delta\sigma(t, z) = \Delta\sigma'(t, z) \quad (2.12)$$

Pela lei de Hooke sabe-se que:

$$\sigma = E_0 \cdot \varepsilon \quad (2.13)$$

então,

$$\Delta\sigma(t, z) = E_0 \cdot \frac{\delta}{h} \quad (2.14)$$

em que:

$$\Delta\sigma(t, z) = E \cdot \frac{\delta}{d} \text{ se for drenado nos dois lados} \quad (2.15)$$

e,

$$\Delta\sigma(t, z) = E \cdot \frac{\delta}{2d} \text{ se for drenado num só lado} \quad (2.16)$$

então,

$$\begin{aligned} \Delta\sigma'(t, z) + \Delta u(t, z) &= E_0 \cdot \frac{\delta}{d} \Leftrightarrow \Delta\sigma'(t, z) = \\ &= E_0 \cdot \frac{\delta}{d} - \Delta u(t, z) \Leftrightarrow \Delta\sigma'(t, z) = \frac{E}{d} \cdot \delta - \Delta u(t, z) \end{aligned} \quad (2.17)$$

Como se pode verificar a tensão efectiva varia em função do assentamento e da variação da pressão intersticial $\Delta\sigma'(\delta, \Delta u)$ em qualquer ponto do provete.

Uma vez que se conhece a variação da consolidação ao longo do tempo, e uma vez que se pode medir a variação da pressão intersticial, pode-se então construir um gráfico dos assentamentos em função do grau de consolidação, $\delta - U$, para um determinado estado de consolidação.

A importância deste gráfico reside no facto de se conhecer como varia a pressão intersticial localmente ao longo do assentamento do provete, e sendo assim, pode-se saber qual é o valor da tensão exercida no esqueleto sólido do provete em cada ponto de deformação, bem como o seu grau consolidação.

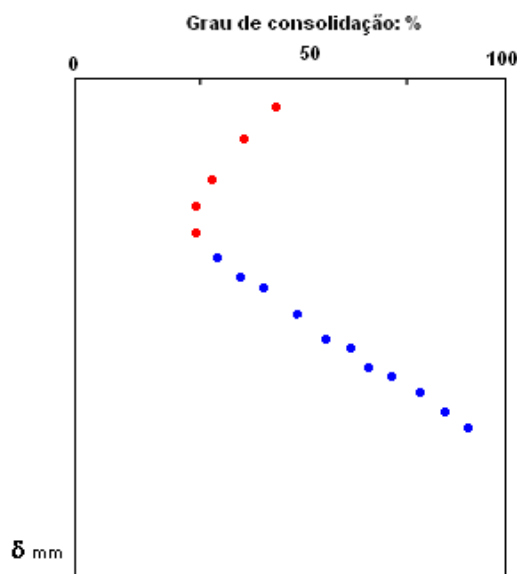


Figura 2.1 – Gráfico dos assentamentos em função do grau de consolidação

Outro aspecto importante nesta figura é o facto de se poder determinar o tempo que o solo demora a consolidar para qualquer ponto do grau de consolidação.

Juntando um eixo do tempo \sqrt{t} simétrico ao eixo do grau de consolidação, como mostra o gráfico da Figura 2.1, pode-se conhecer com rigor o tempo que o solo demora atingir um determinado grau de consolidação uma vez que o grau de consolidação e o tempo são função do assentamento δ .

A recta no gráfico $\delta - U$ é traçada através da regressão linear nos pontos onde existe concordância linear do tipo $y = mx + b$.

Ignora-se então os pontos que não tenham concordância linear, uma vez que estes pontos existem devido à influência da rigidez do sistema de medição.

Como a figura demonstra, traça-se uma linha vertical a no ponto de abscissa $U = 50\%$ (por exemplo), até esta interceptar a recta do gráfico $U - \delta$, e daí retira-se o valor do assentamento δ_{50} .

Conhecendo o valor do assentamento para o grau de consolidação de 50%, retira-se o valor do tempo que o solo demora atingir o grau de consolidação de $U = 50\%$ no gráfico $\delta - \sqrt{t}$.

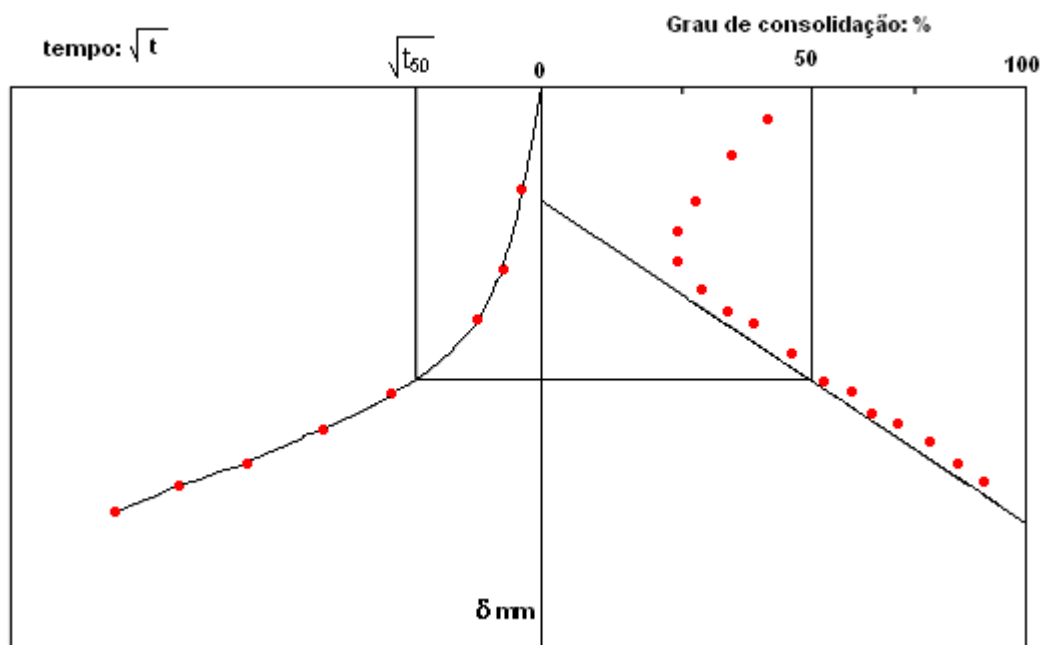


Figura 2.2 – Gráfico dos assentamentos em função do grau de consolidação e do tempo

Através deste gráfico pode-se então conhecer o grau de consolidação em qualquer instante t , uma vez que o denominador comum entre os dois é o assentamento δ .

Como se pode ver pelo gráfico da Figura 2.1 existe uma diminuição do grau de consolidação, pontos a vermelho, até um certo ponto havendo posteriormente uma inflexão.

Após essa inflexão, os pontos a azul, predispõem-se de forma linear, isto quer dizer que a rigidez do sistema de medição de pressão intersticial já não tem qualquer tipo de influência.

2.2 FUNDAMENTO DO ENSAIO

Este estudo baseia-se no facto de a fase de consolidação primária ser a fase onde os assentamentos ocorrem apenas com a dissipação do excesso de pressão intersticial.

Enquanto que os métodos convencionais usam a teoria da consolidação unidimensional de Terzaghi para identificar a fase de consolidação primária, este estudo baseia-se na medição da pressão intersticial dissipante (u_b) na zona de confinamento impermeável.

No entanto a Teoria da Consolidação de Terzaghi é válida para o cálculo de C_v .

Se a ocorrência do assentamento por consolidação primária se der apenas em função da dissipação do excesso de pressão intersticial, a variação da pressão intersticial em função do assentamento deverá ser linear.

As figuras seguintes demonstram a variação do excesso de pressão intersticial quando drenado em ambas faces do provete, Figura 2.3, e apenas numa, Figura 2.4.

A água no provete, quando solicitado, sai mais rapidamente nos extremos drenantes, e consequentemente, a pressão intersticial é nula, variando linearmente em função da altura do provete.

Como se pode observar, o excesso de pressão neutra irá diminuir gradualmente ao longo do tempo até se anular.

Posto isto, o C_v pode ser calculado no instante t correspondente a um qualquer grau de consolidação.

Usualmente utiliza-se o t_{50} e t_{90} , para calcular o C_v , isto é utiliza-se o tempo que o provete demora a atingir o grau de consolidação de $U = 50\%$ e $U = 90\%$, respectivamente, para determinar C_v .

Neste trabalho utilizou-se o t_{50} para o calculo do c_v , sendo descrito em 1.3 pela Equação 1.34.

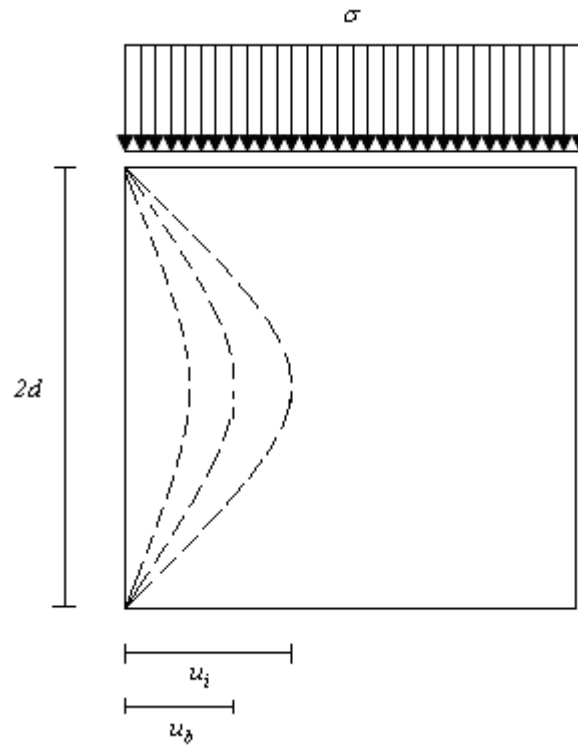


Figura 2.3 – Variação do excesso pressão intersticial em função da altura e do carregamento drenado nos dois lados

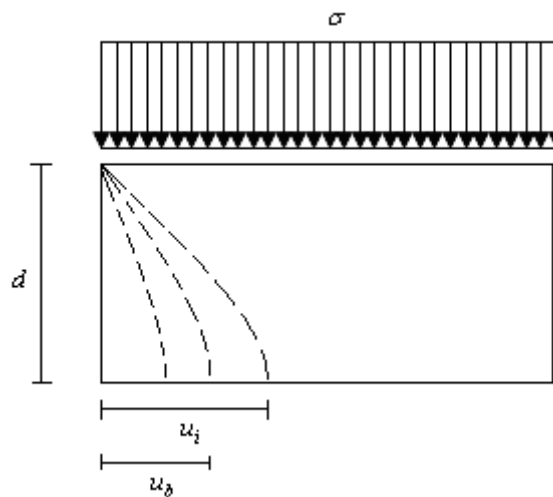


Figura 2.4 – Variação do excesso pressão intersticial em função da altura e do carregamento drenado num só lado

2.3 MÉTODO EXPERIMENTAL

Usou-se solo descrito em 1.3 para fazer o ensaio edométrico com medição da pressão intersticial.

Para o ensaio foi utilizado a Célula de Rowe que permite fazer as seguintes funções:

- Carregar o provete com uma tensão constante σ ;
- Permitir que o provete drene por um por um ou pelos dois lados (topo e base);
- Permitir a acoplagem de um transdutor de pressão intersticial u ;
- Permitir a leitura do assentamento δ_i .

O sistema é constituído por um anel de carga com 60 mm de diâmetro e uma espessura de 20 mm em que a sua função é carregar o provete em toda a sua extensão radial.

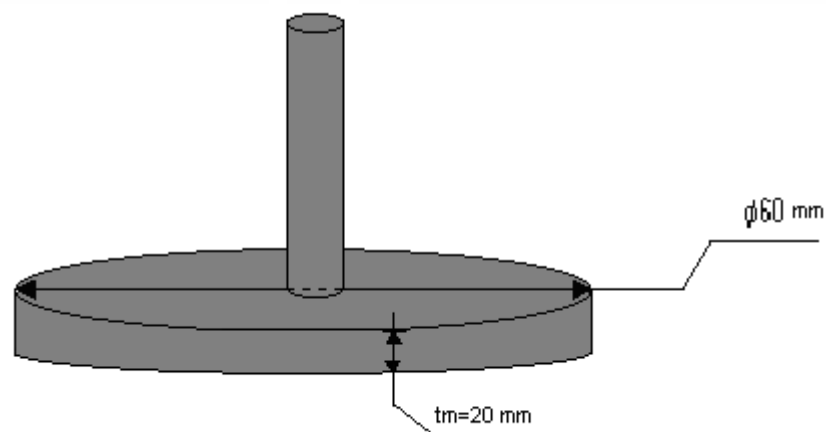


Figura 2.5 – Anel de carga

Neste mesmo anel foi colocada uma massa consistente à base de silicone para reduzir o atrito nas paredes de confinamento do edómetro.

O sistema possui também uma câmara confinante onde se coloca o provete. O provete está verticalmente confinado por duas pedras porosas, para que permita a drenagem da água sem que os finos escoem com a drenagem da água.

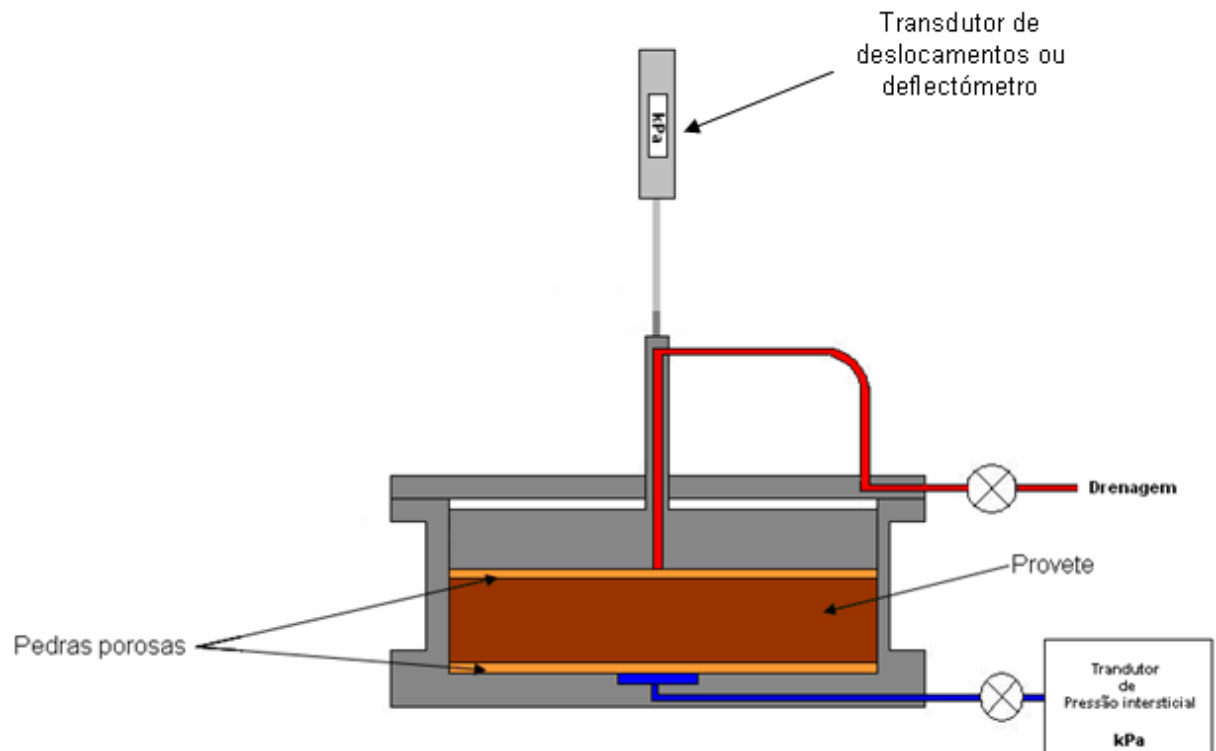


Figura 2.6 – Esquema da célula de Rowe

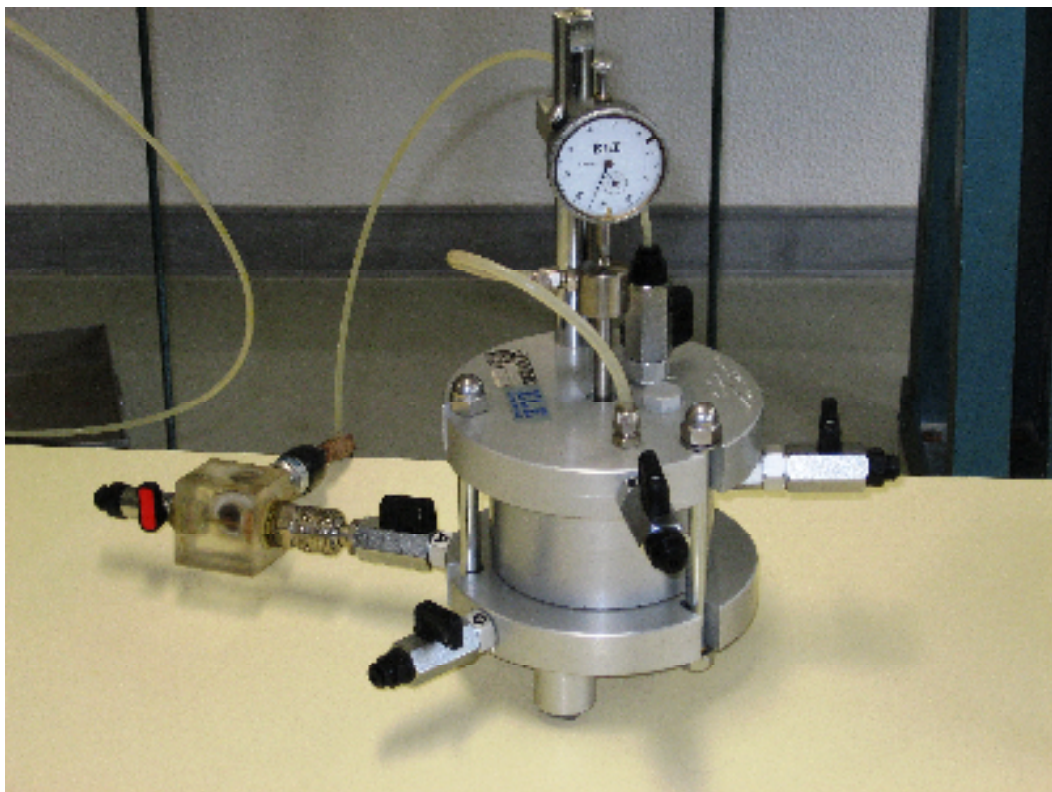


Figura 2.7 – Célula de Rowe da ELE®

Na parte inferior do sistema encontra-se uma válvula que permite a acoplagem do um transdutor de pressão intersticial.

Em cima do anel de carregamento existe um transdutor de deslocamentos (ou um deflectómetro) de maneira a medir o assentamento do provete.

A drenagem é feita apenas pela parte superior do sistema edométrico, pelo que a linha de drenagem da parte inferior da célula de Rowe é fechada.

Os incrementos de carga foram feitos no intuito de se poder comparar o ensaio edométrico com a célula de Rowe em relação ao edómetro clássico.

Admitindo que:

$$T_{v(edómetro)} = T_{v(Rowe)} \quad (2.18)$$

então,

$$t_{Rowe} = \frac{t_{edómetro} \cdot h^2_{Rowe}}{h^2_{edómetro}} \quad (2.19)$$

O carregamento edométrico na célula de Rowe foi feito então em função da altura do provete dos edométricos clássico e do edómetro da célula de Rowe e da distância de drenagem.

No edómetro clássico o provete é drenado em ambas as faces (superior e inferior) enquanto que na célula de Rowe optou-se drenar apenas pela face superior.

Posto isto a Equação 2.19 fica, sendo d a distância de drenagem.

$$t_{Rowe} = \frac{t_{edómetro} \cdot d^2_{Rowe}}{\left(\frac{d}{2}\right)^2_{edómetro}} \quad (2.20)$$

Sendo a altura do provete ensaiado no edómetro clássico de 19,0 mm e a altura do provete da célula de Rowe de 34,5 mm, atendo a Equação 2.20, os valores dos tempos de leitura dos assentamentos da amostra e da pressão intersticial na célula de Rowe são descritos na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Tabelas de tempos de leitura no edômetro clássico e na célula de Rowe

t_{Rowe} minutos	T_{edometro} minutos
0,000	0
1,318	0,1
3,295	0,25
6,590	0,5
13,180	1
26,360	2
52,720	4
105,440	8
197,700	15
395,400	30
790,800	60
1581,600	120
3163,200	240
6326,400	480
18979,200	1440

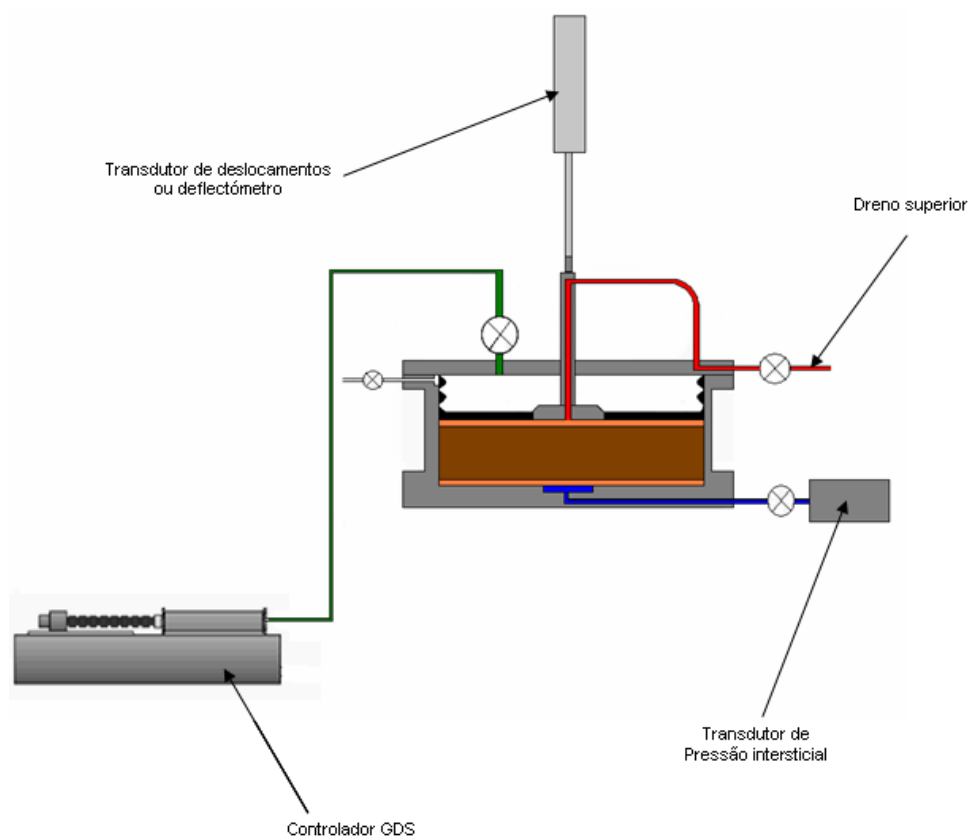


Figura 2.8 – Esquema de carregamento e leitura da célula de Rowe da ELE®



Figura 2.9 – Controlador GDS® (esquerda) Célula de Rowe da ELE® (centro) caixa de leitura da Wykeham Farrance® (direita), LNEC 2007



Figura 2.10 – Pormenor célula de Rowe da ELE® com a caixa de leitura do transdutor de pressão intersticial da Wykeham Farrance® LNEC 2007

O carregamento da célula de Rowe é feito através de um controlador da GDS® Figura 2.8.

Acoplado ao transdutor de pressão intersticial existe uma caixa Wykeham Farrance® para ler a o transdutor de pressão intersticial.

2.4 COMPARAÇÃO COM O EDÓMETRO CLÁSSICO

Construiu-se então um gráfico em que no eixo das abcissas encontram-se os valores dos assentamentos medidos através do sistema de medição de pressão intersticial e no eixo das ordenadas encontram-se os valores dos assentamentos medidos com edômetro clássico, com o intuito de fazer comparação entre os valores dos assentamentos do sistema edométrico clássico e do sistema edométrico com medição da pressão intersticial (célula de Rowe)

Traça-se uma recta com inclinação de 45° para verificar se existe concordância entre valores obtidos pelo método clássico e os valores do método com medição de pressão intersticial.

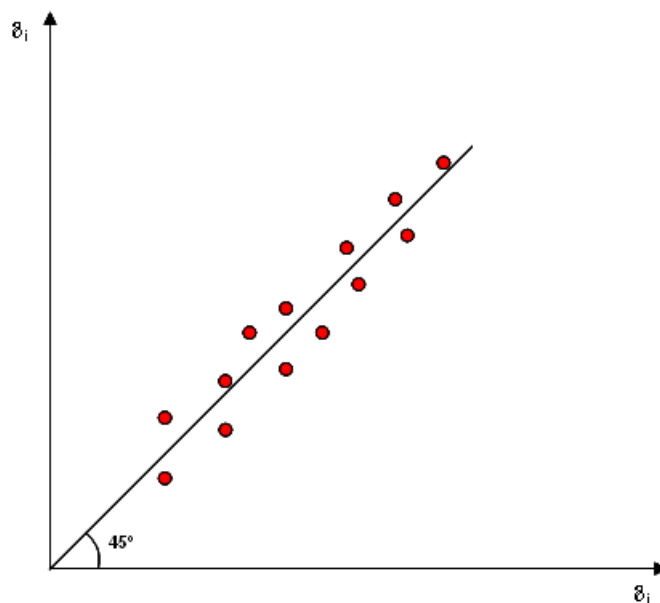


Figura 2.11 – Gráfico dos assentamentos do edômetro clássico em função dos assentamentos da célula de Rowe

Cada ponto corresponde a um ponto de ordenada σ'_v e sendo σ'_v o denominador comum, pode-se comparar os assentamentos a cada patamar de carga σ'_v de cada um dos métodos.

Para que haja concordância entre os pontos, estes deverão estar alinhados na recta com inclinação de 45°.

Fez-se então três gráficos para comparar os parâmetros clássicos das células.

2.5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A pressão intersticial, desde o instante da aplicação da carga, aumenta até atingir um valor máximo regredindo de seguida.

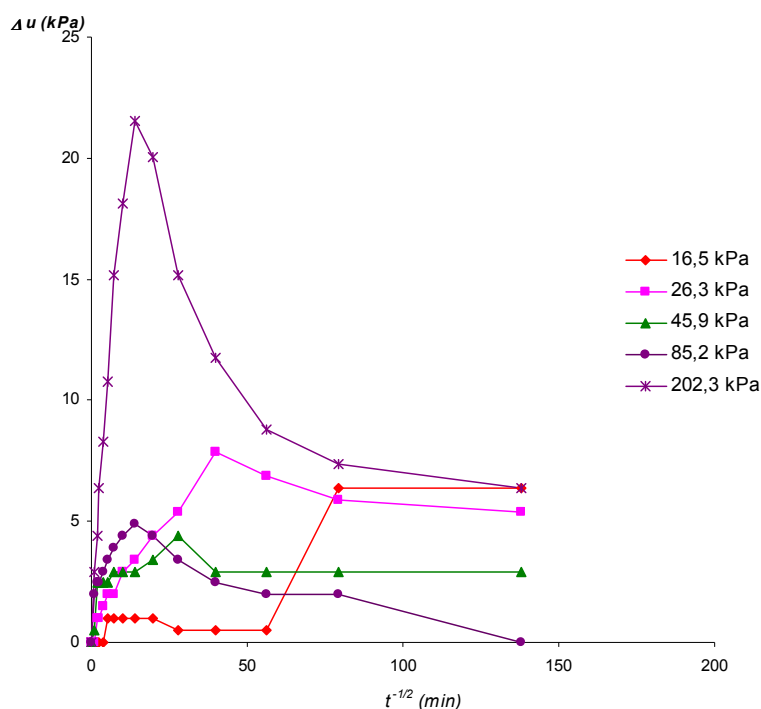


Figura 2.12 – Gráfico da variação da pressão intersticial em função da raiz quadrada do tempo

Verifica-se que este valor máximo é menor que a tensão aplicada no provete.

Foi então construído um gráfico com a relação linear entre o grau de consolidação $U\%$ e o assentamento do provete, raiz quadrada do tempo no eixo simétrico ao eixo $U\%$.

Este gráfico mostra a variação do assentamento e em função do grau de consolidação e do tempo, o que permite calcular o t_{50} e o t_{90} com um rigor mais elevado em relação ao edómetro clássico.

Verifica-se também que por comparação os assentamentos (δ_i) medidos através do edómetro clássico e do edómetro como medição de pressão neutra diferem nos valores.

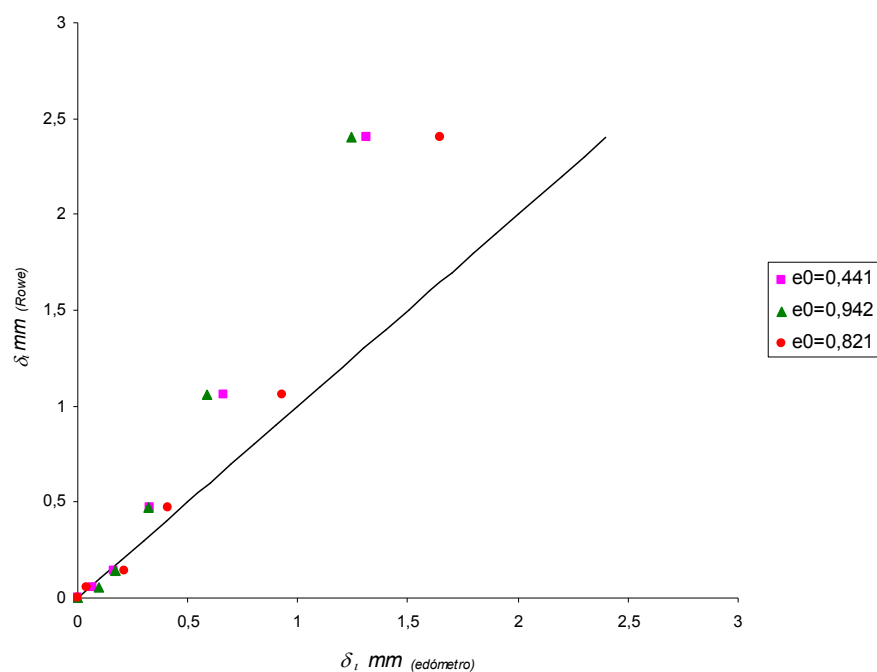


Figura 2.13 – Gráfico dos assentamentos medidos na célula de Rowe (ordenadas) e assentamentos medidos no edómetro (abscissa)

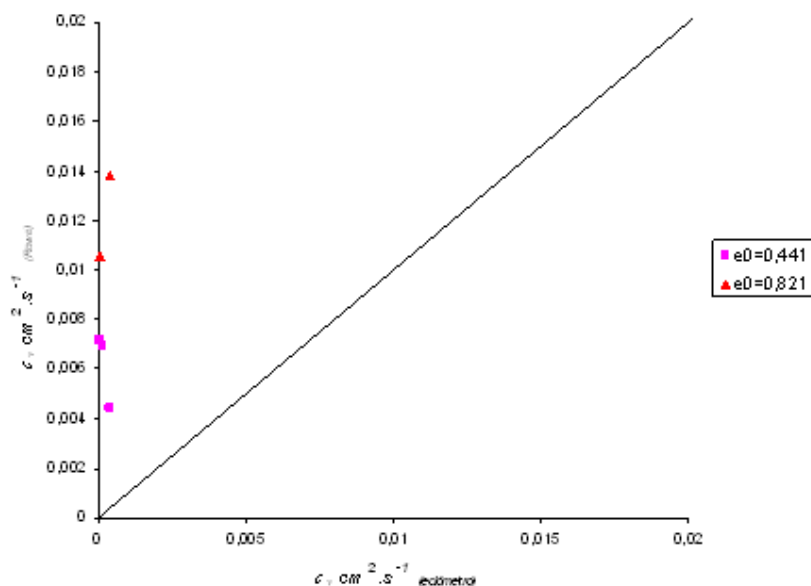


Figura 2.14 – Gráfico dos coeficientes de consolidação através da medição dos t_{100} na célula de Rowe (ordenadas) e assentamentos medidos no edómetro (abscissa)

Verifica-se então que não existe uma concordância entre os valores medidos e calculados dos dois métodos aplicados no presente trabalho.

Como se pode ver pelo gráfico da Figura 2.13, os valores dos assentamentos entre os dois métodos são concordantes nos primeiros estágios carga, ao passo que estes diferem nos últimos estágios de tensão aplicada.

No que toca à comparação entre o C_v do ensaio edométrico consencional e o C_v do ensaio com medições de pressão intersticial estes não apresentam qualquer concordância. Este estudo é objecto de análise no Capítulo 3.

3. CONCLUSÕES

As técnicas e os procedimentos empregues na determinação das propriedades de consolidação unidimensional de solos moles estão descritos nos dois capítulos anteriores.

O objectivo do presente trabalho passa por fazer uma análise comparativa entre o ensaio de consolidação consencional e o ensaio com medição de pressão intersticial, comparando-os à luz da teoria de consolidação de Terzaghi.

Essa análise foi feita utilizando uma argila mole da zona da Ota.

3.1 PROBLEMÁTICAS E INFLUÊNCIAS NOS ENSAIOS LABORATORIAIS

Alguns erros sistemáticos nos ensaios laboratoriais estão relacionados com factores tais como efeitos de perturbação, armazenamento de amostra, comportamento de tensão - deformação não linear, conhecimentos prévios das condições de tensão iniciais no solo, e as influências do equipamento.

Em solos complexos, como é uma argila mole, os equipamentos, modificados ou novos, requerem atenção especial.

Os Métodos clássicos remetem para um leque limitado de obtenção de dados para a determinação de propriedades características do processo de consolidação, devido às características do solo, consequência da especificidade do sitio ou consequência das condições dos limites do carregamento,

O ensaio com medição de pressão intersticial, tem uma maior capacidade na medição de parâmetros como a variação de pressão intersticial ou o grau de consolidação.

3.2 GRAU DE CONSOLIDAÇÃO

O solo tem uma gama de graus de sobre consolidação que varia $0,979 \leq R_p \leq 1,825$ para o método de Casagrande e $0,661 \leq R_p \leq 2,051$ para o método de Pacheco Silva.

O facto é que à primeira vista o solo parece se subconsolidado visto que se trata de uma argila mole.

No entanto o grau de sobreconsolidação varia com o índice de vazios inicial e de uma forma não linear.

Note-se que ambos os métodos dão valores aproximados.

Estes valores de R_p podem dever-se ao facto do solo ter sido muito perturbado ou não durante a sua extracção e ou transporte ou não ter sido conservado nas melhores condições.

Pelos gráficos 3.1 e 3.2, e conforme o descrito em 1.1, verifica-se que o declive da recta na zona de descarga é muito diferente do da curva de compressibilidade entre σ'_{v0} e σ'_y , então o provete apresenta remoldagem.

Uma outra hipótese a considerar é o facto de o solo poder apresentar diferentes estados de tensão ao longo da profundidade.

Isto quer dizer que o solo pode ter tido ciclos de compressão e recompressão ao longo da sua história geológica. Pelo gráfico 1.30 pode-se observar que as camadas superiores apresentam um R_p superior a unidade, ou seja, o solo apresenta um estado de sobreconsolidação, e as camadas intermédias parecem sem subconsolidação.

Conclui-se então que o solo em estudo esteve sujeito a vários estados de tensão ao longo da sua história geológica.

3.3 COMPARAÇÃO DO c_v ENTRE O MÉTODO DE TAYLOR E CASAGRANDE

Os gráficos das figuras 1.33 e 1.34 não mostram uma uniformidade em todos escalões de carga.

As razões que podem explicar isto são as seguintes:

No início do processo de deformação no edómetro ocorrem assentamentos imediatos explicáveis por ajustes da amostra em relação ao anel e à compressão de algum ar ocluso no sistema.

Perto fim do processo, o crescimento no tempo da deformação volumétrica teórica tende para zero, em que neste sobrevêm deformações de outro tipo, essencialmente ligadas à fluência

Desta forma as curvas experimentais que expressam para cada escalão a evolução no tempo da deformação volumétrica têm de ser tratadas de modo a serem comparáveis com as teóricas, permitindo uma estimativa do coeficiente de consolidação.

Neste trabalho, como já foi referido em 1.4, determinou-se o C_v para os dois métodos, Taylor e Casagrande.

Do ponto de vista prático não se consegue estabelecer uma relação entre o coeficiente de consolidação C_v e a variação de tensão. É de notar que a escala do das ordenadas onde se lê o C_v tem um ordem de grandeza de 10^{-3} o que faz com os desvios sejam majorados, quando na realidade são pouco significativos.

3.4 VARIAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS EM FUNÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL

O gráfico da Figura 1.28 descreve é que há uma diminuição dos assentamentos, para a mesma variação de carga, à medida que aumenta o índice de vazios inicial.

Isto quer dizer que quanto maior for o índice de vazios inicial menores serão os assentamentos por consolidação.

Os assentamentos por consolidação primária variam segundo a equação 1.44, que foram calculados de interpolação polinomial.

Pode-se observar que o assentamento não é linear, isto é, a variação do índice de vazios não confere uma proporcionalidade aos assentamentos.

Como hipótese deveria-se esperar que quanto maior fosse o índice de vazios inicial maior fosse o assentamento do solo, e tal facto não acontece.

As hipóteses que se levantam são o facto de o solo ter uma má permeabilidade, e posto isto, a água não escoar facilmente o que origina um excesso de pressão intersticial. Esse excesso de pressão intersticial é tanto maior quanto maior for o índice de vazios. Isto quer

dizer que quanto maior for o índice de vazios maior é a quantidade de água acumulada causando uma maior resistência aos assentamentos por consolidação.

3.5 COMPRESSIBILIDADE DA AMOSTRA REMOLDADA

Como se pode ver pelo gráfico da Figura 1.29, a curva experimental difere um pouco da curva teórica, no primeiros patamares de carga, de o ramo virgem anterior ao ciclo de descarga recarga ter um declive diferente ao ramo virgem posterior ao referido ciclo.

Contudo o gráfico da curva edométrica coincide quase na sua totalidade com a linha de compressão intrínseca ICL, isto significa que solo é normalmente consolidado.

3.6 COMPARAÇÃO DO ENSAIO COM MEDIÇÃO DE PRESSÃO INTERSTICIAL COM OS MÉTODOS CONVENCIONAIS

3.6.1 COMPARAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS ENTRE O ENSAIO CLÁSSICO E O ENSAIO COM MEDIÇÃO DE PRESSÃO INTERSTICIAL

Teoricamente os gráficos 2.13 e 2.14 os pontos dos dois gráficos deveriam estar situados na linha bissectriz dos dois eixos, uma vez que à partida os assentamentos bem como os coeficientes de consolidação não deveriam depender do método de ensaio.

Pode-se observar que os valores dos assentamentos nos primeiros estágios de consolidação conferem linearidade ao passo que nos estágios mais avançados, para o mesmo estado de tensão o solo assenta mais no ensaio com medição de pressão intersticial. Este fenómeno pode ter como causa vários factores como a rigidez do sistema de ensaio, a realização do ensaio em si com os seus erros associados, à qualidade de conservação da amostra e ao próprio estado de tensão a que a amostra esteve sujeita ao longo do seu horizonte.

Quanto à variação do coeficiente de consolidação, verifica-se que há uma evolução mais significativa, ao longo do tempo, no ensaio com medição de pressão intersticial. Como já foi referido anteriormente, o efeito escala contribui para que se note uma grande diferença entre os C_v , quando na realidade a sua diferença é mínima. Note-se mais uma vez que está-se a falar de valores com ordens de grandeza de 10^{-3} .

3.6.2 ANÁLISE DO GRAU DE CONSOLIDAÇÃO U EM FUNÇÃO DOS ASSENTAMENTOS δ

O gráfico da pressão intersticial em função do tempo é apresentado na Figura 3.1.

Como se pode ver, a pressão intersticial medida aumenta gradualmente até atingir um valor máximo de pico antes de decrescer.

Este pico é menor que o incremento da pressão aplicado no provete.

Como se pode ver pela Figura 3.1 o tempo que demora a atingir o pico da pressão intersticial depende da tensão aplicada ao provete.

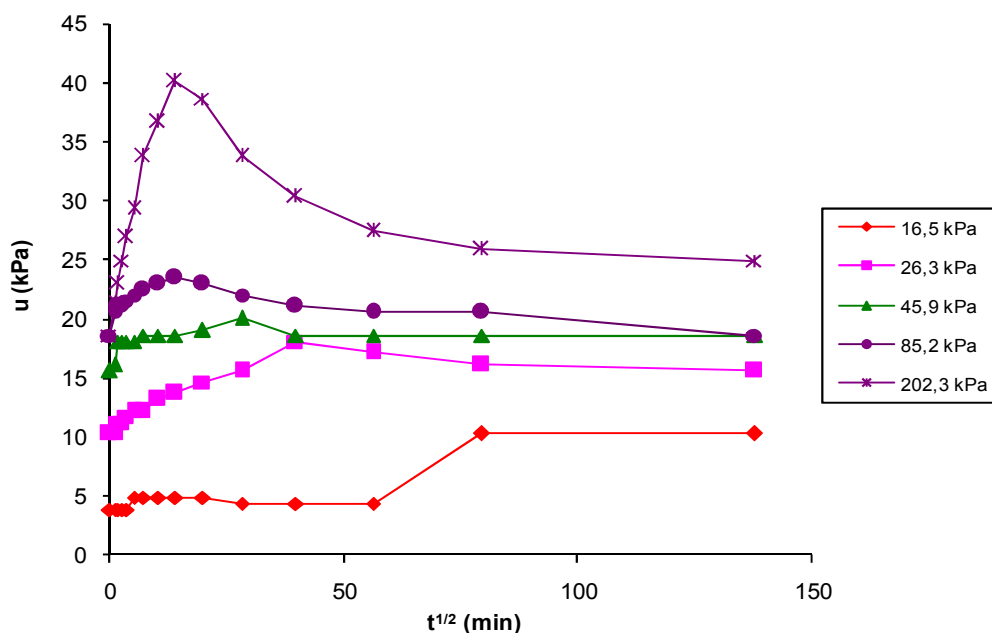


Figura 3.1 – Pressão intersticial em função \sqrt{t}

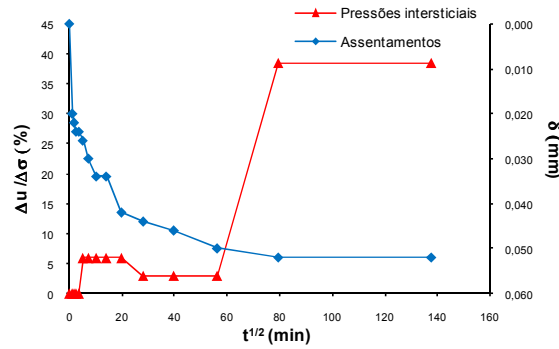
Visto isto à luz da Teoria da Consolidação de Terzaghi este pico, por outras palavras, este excesso de pressão intersticial deveria-se dar no instante $t = 0$, o que de facto não se vem a verificar.

Uma explicação possível tem a ver com a rigidez do sistema.

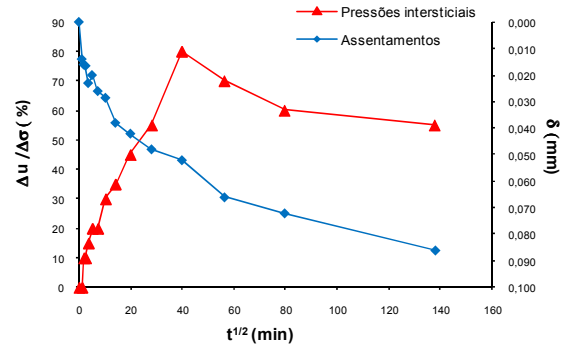
Como é do conhecimento geral, todos os materiais se deformam, e possivelmente, há um ajuste inicial entre o sistema de ensaio e o provete. Como se pode ver pela figura a variação da pressão intersticial dá-se apenas passado algum tempo, concluindo assim que experimentalmente, e utilizado um sistema com medição de pressão intersticial, que a consolidação primária não se inicia logo após a aplicação da tensão vertical ao solo.

A Figura 3.1 mostra algumas curvas de consolidação, obtidas na célula de Rowe.

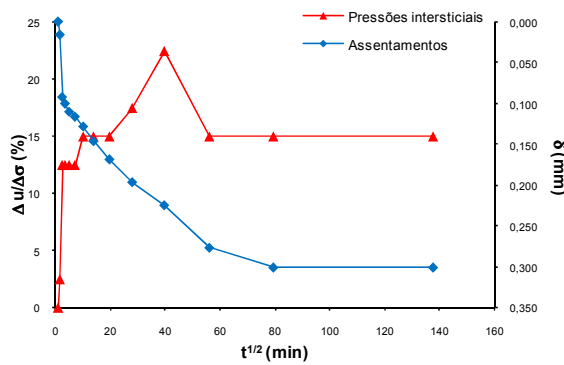
Uma conclusão que se pode tirar a partir da Figura 3.2, é que só uma pequena parcela de tensão aplicada no provete é transferida para a água existente nos interstícios do provete.



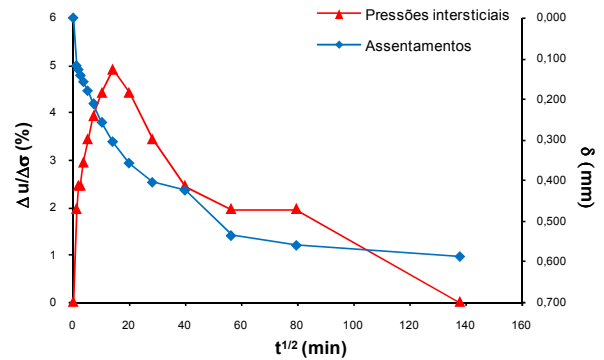
Tensão vertical de 16,5 kPa (incremento de 16,5 kPa)



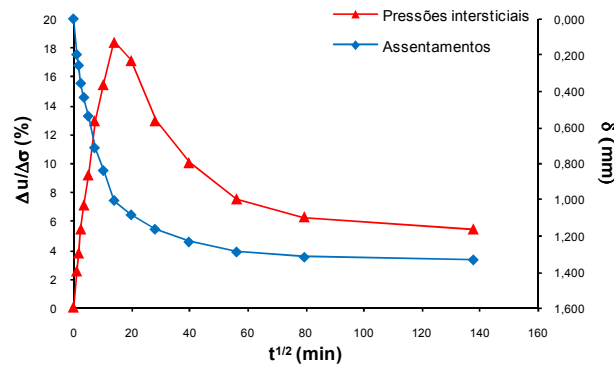
Tensão vertical de 26,3 kPa (incremento de 9,8 kPa)



Tensão vertical de 45,9 kPa (incremento de 19,6 kPa)



Tensão vertical de 85,2 kPa (incremento de 39,2 kPa)



Tensão vertical de 202,3 kPa (incremento de 117,1 kPa)

Figura 3.2 – Variação dos assentamentos e da razão da variação da pressão intersticial com a variação da tensão aplicada em função do tempo

Uma das causas prováveis para que tal se suceda é o facto de a água intersticial não estar homogeneizada com a estrutura sólida do solo.

Quer-se com isto dizer que, tomando o provete como uma unidade volumétrica, e admitindo que este está saturado, o volume dos vazios não é uniforme, contribuído para que haja uma distribuição de tensões anisotrópica.

Outra conclusão possível prende-se com o facto da estrutura sólida ter fortes ligações estruturais entre si absorvendo assim a maior parte da percentagem da tensão aplicada.

As Figuras 3.3 e 3.4 mostram conjuntamente para todos os escalões de carga, a evolução do assentamento do coeficiente depressão intersticial.

Analisando as Figuras 3.3 e 3.4 verifica-se que há uma tendência para a diminuição gradual da razão da pressão intersticial $\frac{\Delta u}{\Delta \sigma}$ à medida que se aumenta o nível de tensão vertical aplicada.

Estes dois gráficos permitem saber o grau de consolidação em qualquer ponto de assentamento.

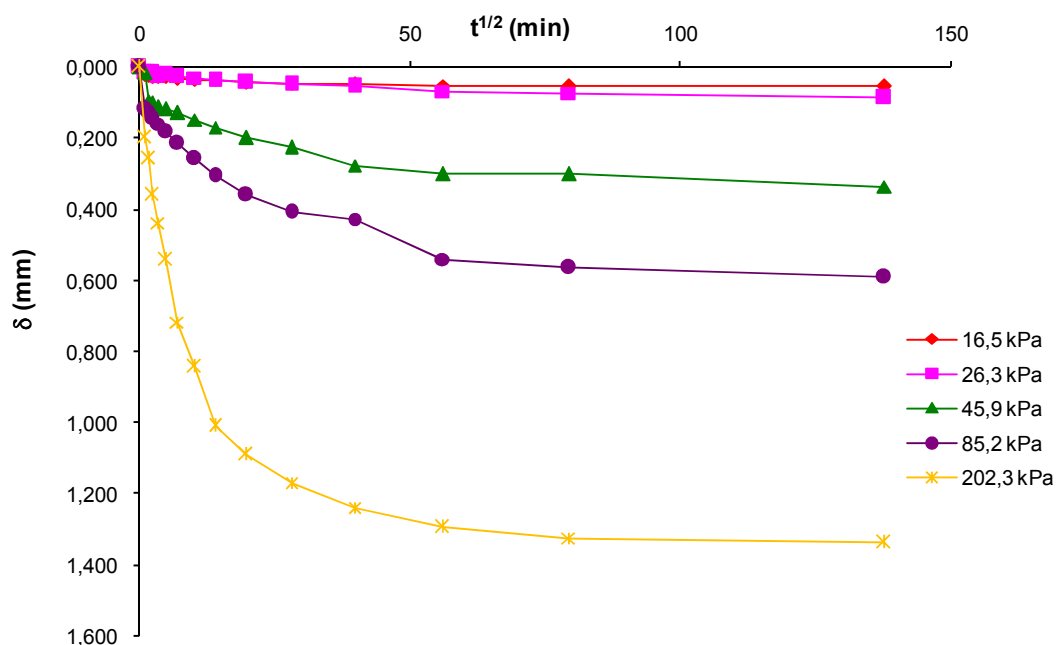


Figura 3.3 – Assentamentos em função do tempo para o sistema com medição de pressão intersticial

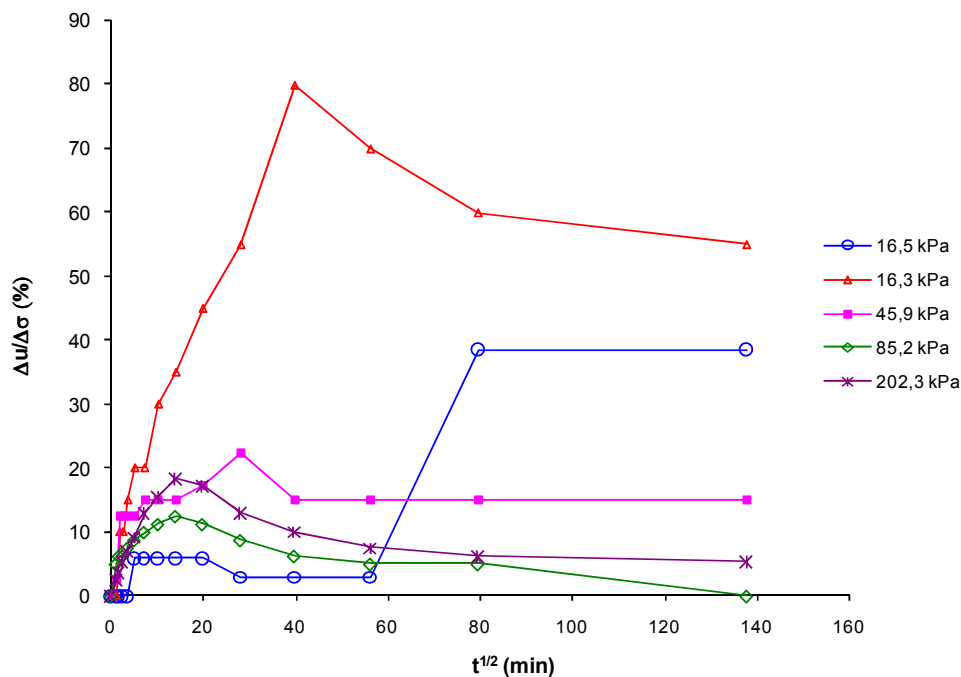


Figura 3.4 – Razão entre pressão intersticial e a variação de tensão em função do tempo

Posto isto, que o solo não atingiu a consolidação primária.

Pelo gráfico da Figura 3.4 verifica-se que as curvas tendem para zero.

Pode-se afirmar então que, devido a tendência das curvas da Figura 3.4 e a partir do método descrito em 2.1, pode-se estimar o valor dos assentamentos para $\frac{\Delta u}{\Delta \sigma} = 100\%$ e o tempo que o solo demora a atingir a consolidação primária.

A partir da Teoria de Consolidação de Terzaghi, apenas faz-se uma estimativa de quando o solo atingirá o final da consolidação primária através de métodos já descritos, que acarretam um erro associado, sendo que no ensaio de consolidação com medição de pressão intersticial permite obter a evolução da consolidação e ao longo do tempo.

Em suma, as conclusões principais a retirar são as seguintes:

O excesso de pressão intersticial não se dá imediatamente após a aplicação da tensão no provete, o que não é coerente com a Teoria da consolidação de Terzaghi.

Apenas uma pequena parte da tensão aplicada no solo é transferida para a água intersticial.

BIBLIOGRAFIA

Consolidation of Soils: Testing and Evaluation : a Symposium, Raymond Nen Yong, Frank C. Townsend, ASTM Committee D-18 on Soil and Rock, ASTM International, 1986.

Critical State Soil Mechanics, Andrew Schofield and Peter Wroth, Lecturers in Engineering at Cambridge University.

Experimental Soil Mechanics, Jean-Pierre Bardet, University of Southern California, PrenticeHall, 1997.

Mecânica dos solos: Equilíbrios Limite e Estados Críticos, Guedes de Melo, Maranha das Neves, Lisboa, LNEC, 1975.

Mecânica dos Solos - Volume. 1, M. Matos Fernandes, FEUP, 1994.

Robinson, R.G. (1999) Géotechnique 49, No. 1, 127-132, Consolidation with pore water pressure measurements.